



THÈSE

présentée pour l'obtention du titre de

DOCTEUR DE L'ÉCOLE CENTRALE DE LYON

École doctorale : MEGA
Spécialité : Génie Civil

par

James Jatmiko OETOMO

COMPORTEMENT À LA RUPTURE DES MURS DE SOUTÈNEMENT EN PIERRE SÈCHE : UNE MODÉLISATION PAR APPROCHE DISCRÈTE

Soutenue à l'École Centrale de Lyon, le 23 Septembre 2014

devant le jury composé de

M. F. EMERIAULT	Professeur, 3SR Grenoble INP	Président du jury Rapporteur
M. P.Y. HICHER	Professeur, ECN	Rapporteur
M. P. LOURENÇO	Professeur, Université du Minho	Examineur
M. P. McCOMBIE	Senior Lecturer, Université de Bath	Examineur
M. J.C. MOREL	Directeur de Recherche, ENTPE	Co-encadrant
M. E. VINCENS	Maitre de Conférences HDR, ECL	Directeur de thèse

Liste des personnes Habilitées à Diriger des Recherches

École Centrale de Lyon

Ampère	BEROUAL Abderrahmane	professeur	ECL
	BURET François	professeur	ECL
	JAFFREZIC-RENAULT Nicole	directeur de recherche	ECL/CNRS
	KRAHENBUHL Laurent	directeur de recherche	ECL/CNRS
	NICOLAS Alain	professeur	ECL
	NICOLAS LAURENT	directeur de recherche	ECL/CNRS
	SCORLETTI Gérard	professeur	ECL
	SIMONET Pascal	directeur de recherche	ECL/CNRS
	VOLLAIRE Christian	professeur	ECL
DER EEA	HELLOUIN Yves	maître de conférences	ECL
DER STMS	GUIRALDENQ Pierre	professeur émérite	ECL
	VINCENT Léo	professeur	ECL
ICJ	LOHEAC Jean-Pierre	maître de conférence	ECL
	MAITRE Jean-François	professeur émérite	ECL
	MARION Martine	professeur	ECL
	MIRONESCU Elisabeth	professeur	ECL
	MOUSSAOUI Mohand	professeur	ECL
	MUSY François	maître de conférence	ECL
	ZINE Abdel-Malek	maître de conférence	ECL
ICTT	DAVID Bertrand	professeur	ECL
INL	CALLARD Anne-Ségolène	professeur	ECL
	CLOAREC Jean-Pierre	maître de conférence	ECL
	GAFFIOT Frédéric	professeur	ECL
	GAGNAIRE Alain	maître de conférence	ECL
	GARRIGUES Michel	directeur de recherche	ECL/CNRS

	GENDRY Michel	directeur de recherche	ECL/CNRS
	GRENET Geneviève	directeur de recherche	ECL/CNRS
	HOLLINGER Guy	directeur de recherche	ECL/CNRS
	KRAWCZYK Stanislas	directeur de recherche	ECL/CNRS
	LETERTRE Xavier	chargé de recherche	ECL/CNRS
	O'CONNORR Ian	professeur	ECL
	PHANER-GOUTORBE Magali	professeur	ECL
	ROBACH Yves	professeur	ECL
	SAINT-GIRONS Guillaume	chargé de recherche	ECL/CNRS
	SEASSAL Christian	directeur de recherche	ECL/CNRS
	SOUTYRAND Eliane	directeur de recherche	ECL/CNRS
	TARDY Jacques	directeur de recherche	ECL/CNRS
	VIKTOROVITCH Pierre	directeur de recherche	ECL/CNRS
LIRIS	CHEN Liming	professeur	ECL
LMFA	BAILLY Christophe	professeur	ECL
	BERTOGLIO Jean-Pierre	directeur de recherche	ECL/CNRS
	BLANC-BENON Philippe	directeur de recherche	ECL/CNRS
	BOGEY Christophe	chargé de recherche	ECL/CNRS
	CAMBON Claude	directeur de recherche	ECL/CNRS
	CARRIERE Philippe	directeur de recherche	ECL/CNRS
	CHAMPOUSSIN Jean-Claude	professeur émérite	ECL
	COMPTE-BELLOT Geneviève	professeur émérite	ECL
	FERRAND Pascal	directeur de recherche	ECL/CNRS
	GALLAND Marie-Annick	professeur	ECL
	GODEFERD Fabien	directeur de recherche	ECL/CNRS
	GOROKHOVSKI Mikhail	professeur	ECL
	HENRY Daniel	directeur de recherche	ECL/CNRS
	JEANDEL Denis	professeur	ECL
	JUVE Daniel	professeur	ECL
	LE RIBAUTL Catherine	chargé de recherche	ECL/CNRS
	LEBOEUF Francis	professeur	ECL
	PERKINS Richard	professeur	ECL
	ROGER Michel	professeur	ECL
	SCOTT Julian	professeur	ECL
	SHAO Liang	directeur de recherche	ECL/CNRS
	SIMOENS Serge	chargé de recherche	ECL/CNRS
	TREBINJAC Isabelle	maître de conférence	ECL
LTDS	BENAYOUN Stéphane	professeur	ECL
	CAMBOU Bernard	professeur	ECL
	COQUILLET Bernard	maître de conférence	ECL

DANESCU Alexandre	maître de conférence	ECL
FOUVRY Siegfried	chargé de recherche	ECL/CNRS
GEORGES Jean-Marie	professeur émérite	ECL
GUERRET Chrystelle	chargé de recherche	ECL/CNRS
HERTZ Dominique	past	ECL
ICHCHOU Mohamed	professeur	ECL
JEZEQUEL Louis	professeur	ECL
JUVZ Denyse	ingénieur de recherche	ECL
KAPSA Philippe	directeur de recherche	ECL/CNRS
LE BOT Alain	directeur de recherche	ECL/CNRS
LOUBET Jean-Luc	directeur de recherche	ECL/CNRS
MARTIN Jean-Michel	professeur	ECL
MATHIA Thomas	directeur de recherche	ECL/CNRS
MAZUYER Denis	professeur	ECL
PERRET-LIAUDET Joël	maître de conférence	ECL
SALVIA Michelle	maître de conférence	ECL
SIDOROFF François	professeur	ECL
SINOUE Jean-Jacques	professeur	ECL
STREMSDOERFER Guy	professeur	ECL
THOUVEREZ Fabrice	professeur	ECL
TREHEUX Daniel	professeur	ECL
VINCENS Eric	maître de conférence	ECL

Remerciements

On dit que "*the time you enjoy wasting is not a wasted time*". Cette citation représente exactement mon expérience pendant ces trois années de thèse. Effectuer de la modélisation numérique est vraiment une expérience plaisante, notamment lorsque l'on arrive à valider les calculs menés. Pourtant, j'ai conscience que je me serai certainement perdu en chemin sans le soutien de nombreuses personnes qui ont joué un rôle positif durant cette thèse.

Je tiens à remercier profondément Eric Vincens de m'avoir proposé ce sujet de thèse et qui a dirigé ce travail. J'apprécie le temps qu'il m'a consacré, pour m'orienter ou me conseiller, afin d'aller plus loin dans mon travail. Surtout, sa pensée positive et son optimisme m'ont donné confiance pendant les moments de doutes où mon travail n'avancait pas aussi vite que je le désirais. Je remercie également Jean-Claude Morel, mon co-directeur de thèse, pour l'enthousiasme qu'il a insufflé tout au long de ce projet.

Je remercie Fabrice Emeriault d'avoir accepté d'être le président de jury et rapporteur de ma thèse. Je suis également reconnaissant à Pierre-Yves Hicher, d'avoir aussi rapporté ce travail. Le manuscrit n'aurait pas tout à fait eu sa forme définitive sans leur travail aiguisé d'analyse.

Mes remerciements s'adressent aussi à Jean-Patrick Plassiard et Cécile Nougier-Léhon, qui m'ont guidé sur le chemin des éléments discrets et m'ont montré le fonctionnement du réseau VPN, très utile pour travailler à distance. Je remercie vivement messieurs Bernard Cambou et Jean-Jacques Fry qui m'ont toujours fait part de leurs idées concernant mon travail ainsi que l'esprit positif qui accompagne leur présence au laboratoire. Je voudrais remercier également Marie Chaze pour sa curiosité et les moments de dialogue scientifiques partagés sur les milieux discrets.

Je n'oublie pas toutes les personnes qui ont contribué à l'ambiance chaleureuse dans l'équipe. Je tiens à remercier Hélène Magoaric-Viste et Francesco Froiio pour leurs encouragements chaleureux et les moments de rire que l'on a pu échanger. Merci à Jessica de m'avoir écouté et d'avoir partagé nos travaux scientifiques dans le cadre de nos thèses respectives. Merci également à Roshan d'avoir partager sa bonne humeur même pendant les moments plus délicats où il travaillait à résoudre les problèmes de couplage. Je remercie aussi Kien qui m'a beaucoup aidé lors de ma soutenance. Il faut aussi remercier M. Thierry Hoc et Catherine Bosser qui ont apporté avec eux un profond renouveau dans le bâtiment G8. Une pensée très particulière pour Khoa, Yu-Guang, Duc, Samia, Samya et toutes les personnes du premier étage du G8 : Benoit, Emna, Kelig, Aurélie, Ophélie, Magali, Guillaume, Laurianne, Romain et Thomas.

J'exprime ma gratitude à l'Ambassade de France en Indonésie qui a contribué à financer ce

travail de thèse. Je remercie en particulier M. Irwan Katili pour sa lettre de recommandation qui m'a aidé à obtenir ce support. Je tiens à remercier les Ministères de l'Ecologie et du Ministère de la Culture Français pour leur soutien financier dans le cadre des projets PEDRA et RESTOR.

Enfin, j'adresse mes remerciements à mes proches : mon père qui nous a quitté en 2009, ma mère et mon petit frère. Merci d'être présents pour partager mon bonheur actuel mais aussi de m'avoir encouragé dans les moments difficiles. Une pensée très particulière pour ma meilleure alliée, qui a su me motiver pour finir ce manuscrit à temps. Junie, merci d'avoir compris le chemin que j'ai choisi.

Resumé

Un mur de soutènement en pierre sèche (MSPS) est un ouvrage vernaculaire construit par empilement de blocs rocheux sans liant. Ce type de mur a fortement sculpté les campagnes françaises mais a aussi été utilisé par le passé dans des ouvrages de soutènement que ce soit routier ou ferroviaire. Pourtant, l'utilisation de cette technologie a disparu au cours du 20^e siècle au profit de solutions industrialisées comme le béton armé. Face à ce patrimoine vieillissant, il est très difficile de proposer des protocoles de réparation alors que la réglementation associée à ces ouvrages est inexistante. Pour les mêmes raisons, alors que cette technologie répond parfaitement aux questions soulevées par le développement durable, elle est rarement envisagée ou retenue par les prescripteurs.

La rupture des MSPSs neufs peut apparaître à cause de : (1) une poussée excessive du remblai soutenu par le mur, (2) un effort concentré excessif présent sur la surface du remblai et proche de la tête du mur. Ces deux causes induisent deux types de rupture très différents, respectivement : (1) rupture en déformation plane, (2) rupture par apparition d'un ventre. Trois expériences récentes à l'échelle 1 des MSPSs chargés par : (1) une poussée hydrostatique, (2) un remblai, (3) un remblai avec une force concentrée sur la surface de ce dernier, ont permis d'identifier certains phénomènes mis en jeu dans ces ruptures.

Ce travail de thèse contribuera alors au développement de nouveaux outils scientifiques mais aussi à valider des outils existants pour dimensionner les MSPSs. Les expériences réalisées à l'échelle 1 serviront alors de cadre à ce travail pour valider les outils développés.

Nous avons choisi d'utiliser une approche aux éléments discrets (MED) où chaque bloc de pierre du mur est modélisé individuellement, respectant ainsi la nature-même de l'ouvrage réel. Dans un premier temps, une rupture de type déformation plane est modélisée par une approche discrète pure et une approche discrète-continue. Les atouts et inconvénients de chacune des méthodes sont mis en avant. Une validation quantitative des modèles numériques est faite en comparant la hauteur critique de chargement avec les expériences à l'échelle 1. Ensuite, on étudie la sensibilité de plusieurs paramètres géométriques et mécaniques sur la hauteur critique de chargement, tout comme l'influence de la cohésion du remblai. Enfin, une première modélisation 3D de type qualitative sur la rupture des MSPS par un chargement concentré en surface du remblai est présentée. Les problèmes de modélisation sont soulevés et l'influence de la forme des blocs dans le processus de rupture est étudiée.

Mots clé : mur de soutènement, pierre sèche, MED, discret-continu, déformation plane

Abstract

A dry-stone retaining wall (DSRW) is a vernacular structure constructed by stacking the stone blocks without using any binder. In the past, this wall has been extensively used, shaping the French countryside area, built either for road or railroad retaining wall. However, the use of this technology has disappeared during 20th century, due to the emergence of more industrialized materials such as reinforced concrete. Confronted by these ageing heritage structures, it is very difficult to propose a proper reparation procedure since the building codes associated with this structure are nonexistent. For the same reason, though this technology perfectly answers the questions raised by the concept of sustainable development, in practice this structure is rarely considered or used by the engineering advisors.

The failure of the newly built DSRWs can be attributed to the following reasons : (1) an excessive pressure of backfill retained by the wall, (2) a presence of an excessive concentrated load on the backfill surface, close to the top part of the wall. These two types of loading lead to two very different types of failure, respectively : (1) plane strain failure, (2) bulging failure. Three recent experimental campaigns of DSRWs loaded with : (1) hydrostatic pressure, (2) backfill, (3) backfill with a concentrated on its surface, provided a better understanding of phenomena involved in these failures.

The work presented in this PhD thesis contributes to the development of new scientific tools capable to help design the DSRWs, as well as validating existing tools. The recent full-scale experimental campaign will serve as a basis to the validation of the developed numerical tools.

We have chosen to use a discrete element method (DEM) where each stone block of the wall is modeled individually, complying with the nature of real DSRW. In the first place, the plane strain failure is modeled by a purely discrete approach and a discrete-continuum approach. The advantage and inconvenient of each method will be presented in advance. A quantitative validation of numerical models is provided by comparing the critical height of loading with results derived from the full-scale experimental campaign. Thereafter, a 3D qualitative model of DSRWs loaded with a concentrated load on the backfill surface is presented. The modeling problem is noted and the influence of the block form in regards of the related failure mechanism is studied.

Keywords : retaining wall, dry-stone, DEM, discrete-continuum, plane strain

Table des matières

Introduction générale	1
1 MSPS : Etat de l'art	3
1.1 Historique	5
1.2 Technique de construction	6
1.3 Modes de rupture	12
1.4 Différentes approches	14
1.4.1 Approche expérimentale	14
1.4.2 Approche analytique	20
1.4.3 Approches macromécanique et micromécanique	31
1.5 Conclusion	34
2 Rupture en déformation plane : approche discrète pure	35
2.1 Mur : identification des propriétés mécaniques des blocs	37
2.1.1 Bloc avec rugosité géométrique	38
2.1.2 Bloc sans macro-rugosité	41
2.1.3 Bilan	44
2.2 Remblai : identification des propriétés mécaniques	46
2.2.1 Rigidité de contact entre grains	50
2.2.2 Angle de frottement à l'état critique	51
2.2.3 Angle de frottement au pic de résistance	54
2.2.4 Bilan	55
2.3 Interface remblai-mur	56
2.3.1 Macro-rugosité	58
2.3.2 Frottement local du contact bloc-grain	59
2.3.3 Bilan	63
2.4 Simulation numérique de la rupture en déformation plane	63
2.4.1 Sollicitation : poussée hydrostatique	63
2.4.2 Sollicitation : poussée d'un remblai	66
2.4.3 Conclusion	73
3 Rupture en déformation plane : approche discrète-continue	75

3.1	Couplage de deux codes	75
3.2	Modèle discret-continu : simulation par UDEC	79
3.2.1	Sollicitation : poussée hydrostatique	81
3.2.2	Sollicitation : poussée d'un remblai	85
3.3	Conclusion	94
4	Modélisation de la rupture en mode 3D complet	97
4.1	Modèle discret-continu : validation de l'outil numérique	97
4.1.1	Chargement par la poussée hydrostatique	99
4.1.2	Chargement par la poussée d'un remblai	102
4.2	Modèle discret-continu : chargement localisé	103
4.2.1	Construction du modèle numérique	103
4.2.2	Chargement monotone localisé	105
4.3	Conclusion	108
	Conclusion générale	110
	Annexes	113
A	Caractéristiques des blocs rocheux	114
A.1	Taille nominale d'un bloc	114
A.2	Classification par la forme des blocs	115
A.2.1	Faible fréquence : Forme générale d'un bloc	115
A.2.2	Moyenne fréquence : Angularité d'un bloc	118
A.2.3	Forte fréquence : Rugosité d'un bloc	121
A.3	Caractéristiques mécaniques d'un bloc	124
A.3.1	Caractéristique mécanique d'un bloc déformable	124
A.3.2	Caractéristique mécanique de la surface de contact bloc-bloc	126
B	Caractéristiques de l'interface sol-structure	131
B.1	Essai de cisaillement direct d'interface	131
B.2	Caractéristique mécanique de l'interface sol-structure	135
C	Simulation discrète : PFC2D	139
C.1	Equations du mouvement	139
C.2	Loi de contact	140
C.3	Pas de temps critique	142
D	Simulation discrète-continue : UDEC	145
D.1	Equations du mouvement	145
D.2	Loi de comportement	147
D.2.1	Phase élastique	147

D.2.2	Phase plastique	147
D.2.3	Discrétisation mixte aux nœuds	149
D.3	Loi de contact	151
D.4	Pas de temps critique	152
E	Description de joints : 3DEC	153
F	Changement d'échelle	157
F.1	Déformation	157
F.2	Contrainte	159

Introduction générale

Un mur de soutènement en pierre sèche (MSPS) est une structure bâtie sans liant, construit par arrangement de blocs rocheux. Cette technologie constructive a été progressivement oubliée et abandonnée au 20^e siècle. La résurgence de l'intérêt pour les MSPS tient en deux raisons principales : (1) une nouvelle conscience en termes d'écoconstruction ; (2) conservation du bâti existant, alors que ce dernier se retrouve endommagé après plus d'un siècle d'existence. Avant les années 2000, peu de travaux scientifiques avaient été réalisés sur ce sujet. Lors de la dernière décennie, ont émergé de nouvelles expériences à l'échelle 1 sur ces ouvrages.

Les premières expériences ont permis des premières recommandations qui ne traitent pas tous les types de chargement. De par de sa nature discrète, l'étude du comportement à la rupture de MSPS semble naturellement pouvoir être traitée par la méthode aux éléments discrets.

Il existe deux types de chargement de MSPS : (1) chargement d'un remblai ; (2) chargement concentré en tête du mur à la surface du remblai, il correspondait à un chargement d'une voiture sollicitant un remblai.

Ce mémoire s'articule en quatre parties :

- Dans le chapitre 1, on propose une introduction générale sur les MSPSs. Dans un premier temps, on présente la technique de construction de cette structure ancestrale, puis les études existantes sur cette structure : expérimentale, analytique et numérique.
- Le chapitre 2 traite de l'étude de la rupture en déformation plane des MSPS due à une charge excessive d'un remblai par une approche de modélisation discrète pure 2D. L'identification des paramètres locaux y est relatée et les validations sur des essais par poussée hydrostatique et poussée d'un remblai issus de travaux expérimentaux à l'échelle 1 sont effectués.
- Le chapitre 3 traite d'une approche mixte discrète-continue pour traiter ce problème de rupture en déformation plane permettant des gains de temps de calcul conséquents. Une étude paramétrique est alors proposée. Plusieurs variables comme l'angle de frottement entre blocs, le frottement interne dans le remblai et leur poids respectifs dans la rupture du mur sont étudiés.
- Le chapitre 4 est dédié à une étude concernant la rupture des MSPS sous chargement localisé en tête de remblai. Une approche discrète-continue est utilisée. On met en avant les difficultés numériques d'un tel calcul et on montre l'influence de la forme des blocs dans le processus de rupture du mur.

Chapitre 1

MSPS : Etat de l'art

La maçonnerie en pierre sèche est une technique vernaculaire de dressage, assemblage, empilement, et liaisonnement de blocs rocheux en absence de mortier (quelle que soit sa nature) dont la stabilité est assurée par son poids propre et par le frottement entre les grains. Avec cette définition, les murs en pierre de taille (souvent appelés murs à joint vif) et en pierre brute (non-dressées) sont assimilables à des structures en pierre sèche. En revanche, les murs jointoyés ne satisfont pas ces critères. Les structures renforcées du type gabions ne peuvent pas non plus être assimilées à des ouvrages en pierre sèche.

Cette méthode de construction ancestrale et ses applications se trouvent représentées dans de nombreux espaces culturels de par le monde. Les premières structures en pierre sèche datent du Néolithique ; ce sont des ouvrages rudimentaires comme les cairns (pierres empilées) à des structures plus massives comme les tumulus (souvent recouvrant une tombe). Une liste non-exhaustive de monuments emblématiques en pierre sèche inclut Stonehenge (3100 - 1600 av. J.C), le Pont du Gard (1^e siècle), le temple de Borobudur (9^e siècle), le mur du Grand Zimbabwe (13^e siècle), la cité Inca du Machu Picchu (15^e siècle).

Des murs ou édifices ruraux en pierre sèche ont toujours été construits dans des sites proches de carrières de pierres. En France, ces carrières se situent en régions montagneuses ou semi-montagneuses mais aussi sur des grands plateaux calcaires (Causses). La majorité de ces gisements se trouve dans le sud de la France incluant les massifs central, alpin et pyrénéen et leurs contreforts, cependant des ouvrages significatifs peuvent se trouver dans le massif armoricain ou vosgien.

Le développement des structures en génie civil et plus particulièrement en pierre sèche est lié fortement aux besoins d'une population essentiellement rurale. Celui-ci comprend des fonctions comme :

- Assurer la capture, la conduite et/ou le stockage des eaux : puits, captage, aqueducs, barrages, canal, digue ;
- Aménager des espaces en terre : terrasse de soutènement, barrage, canaux ;
- Séparer des terrains : enclos, clôture ;
- Faciliter le mouvement des hommes : mur de soutènement routier, pont à voûte, rampes, escalier, chemins ;
- Abriter ou/et protéger des gens : cairns, tumulus, cabanes, murs de rempart/enceinte, fort.

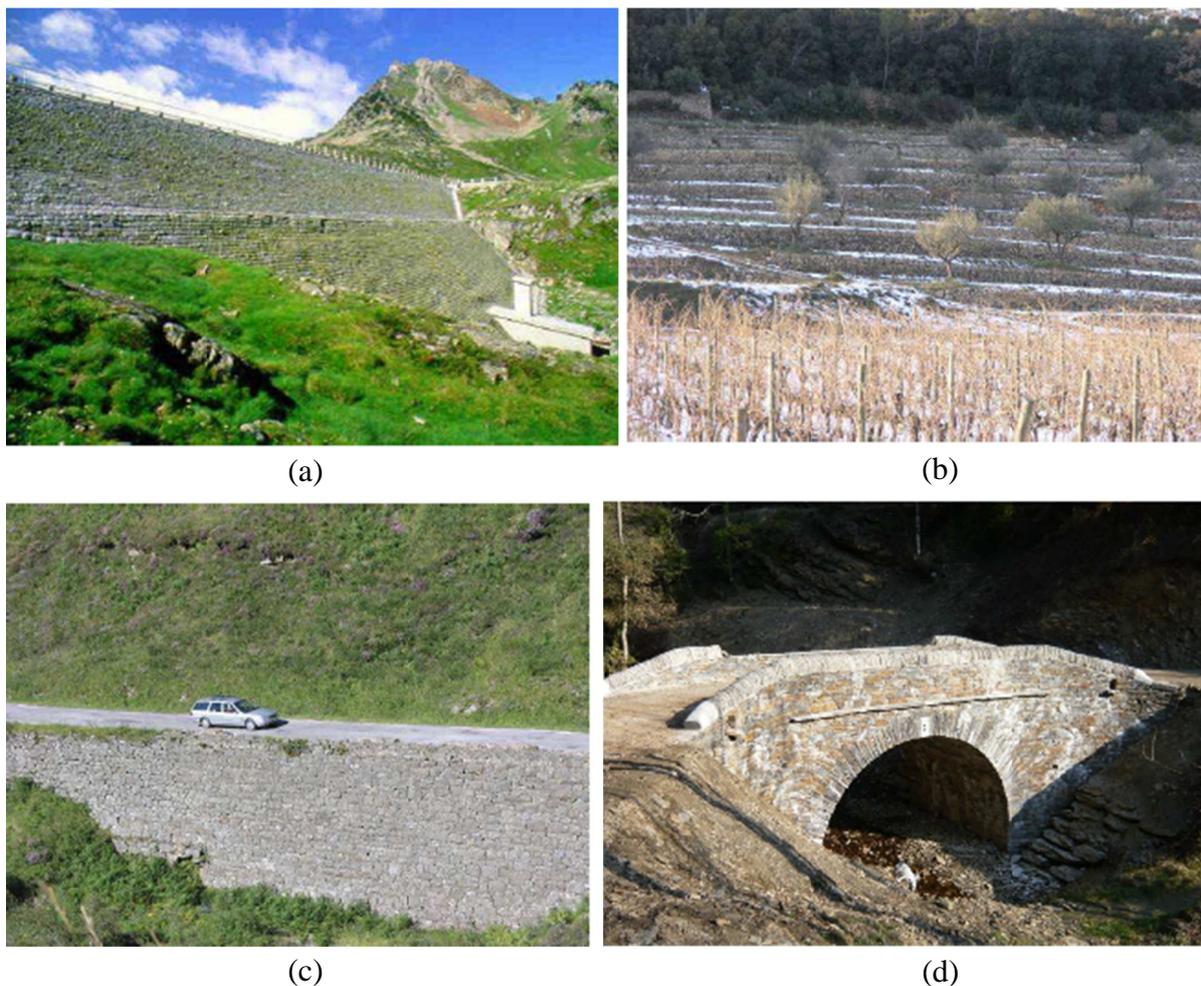


FIGURE 1.1: Ouvrages en pierre sèche. (a) : barrage en enrochements ©EDF-CIH, (b) : mur de terrasse agricole ©C. Cornu, (c) : mur de soutènement routier ©C. Cornu, (d) : pont en maçonnerie ©ABPS

Quelques exemples de structures en pierre sèche sont montrés dans la Figure 1.1). Dans chacune de ces structures, la pierre sèche tient le rôle suivant :

- Barrage enrochements et perrés : Des pierres de taille sont utilisées en tant que parement des versants du barrage (appelé perré), il semble aussi contribuer à la stabilité de l’ouvrage ;
- Mur de terrasse agricole : on les trouve sur des versants pour soutenir le sol et éviter l’érosion des sols ;
- Pont en maçonnerie : associé à l’existence d’une voûte en pierre qui transmet aux piles ou aux fondations les charges gravitaires ;
- Mur de soutènement routier : Ce mur fait partie d’une structure routière, où il soutient le chargement couplé du sol et de la force centralisée exercée par l’essieu de voiture.

Dans cette thèse, nous limitons notre étude au mur de soutènement en pierre sèche (MSPS) qui font partie de la famille des murs poids.

1.1 Historique

Au Néolithique (fin de l'âge de la pierre) jusqu'à l'âge de fer, la société change graduellement de chasse-cueillette à une société d'agriculture, créant les premiers établissements humains. Le bois, la terre et la pierre sont alors utilisés pour construire divers types de structure. Des matériaux locaux sont toujours utilisés, extraits dans une carrière locale comme pour la cité du Macchu Pichu [21] ou plus directement d'une rivière voisine comme le temple de Borobudur [155]. Une étude montre que pendant cet âge, la longueur du transport de pierre est inférieure à 1,5 km mais quelques cas de distances plus importantes jusqu'à environ 4 km [35] existent. Le site de Skara Brae en Ecosse (3180 à 2500 ans av. J.-C), le Tumulus de Bougon en Poitou-Charentes (4700 ans avant J.-C.), le Cairn de Barnenez en Bretagne (4850 à 4450 ans av. J.-C), des brochs en Ecosse sont des exemples de monuments en pierre sèche construits au Néolithique.

En Europe, l'Empire romain a permis un développement sans précédent de cette technique pendant la première partie du premier millénaire dont certains vestiges existent encore : théâtres, aqueducs, notamment. Vers la fin de l'Empire romain (autour du 5^e siècle av. J.-C), la société est marquée par l'émergence des seigneurs locaux et donc d'une forte décentralisation des pouvoirs. Sur la base d'études du cas de la région Languedoc-Roussillon, on peut diviser la transition architecturale en pierre sèche en quatre phases : (1) Période wisigothique (4^e-6^e siècle), habitats en pierre sèche à caractère défensif ; (2) Période Carolingienne (7^e-10^e siècle), construction des églises champêtres ; (3) Période romane (11^e-13^e siècle), habitats dispersés en pierre brute ; (4) Période gothique (14^e-15^e siècle), construction en pierre sèche dont une face est taillée [33].

Ensuite, vers le 17^e siècle, Vauban, ingénieur et militaire du Royaume de France, par ses travaux de fortifications, conduit à la normalisation et l'amélioration de la technique de construction en pierre sèche.

Au 18^e-19^e siècle, la technique en pierre sèche profite de deux grands événements : la Révolution française (fin 18^e siècle) et la révolution industrielle (19^e siècle). La première arrêtant les droits féodaux, entraîne le morcellement des terres et le développement agricole par le rachat de ces terrains [72]. Le deuxième événement accélère le progrès scientifique en général. Pendant cette période de nombreuses structures vernaculaires sont remontées ou construites comme des murs de clôture, des cabanes, des terrasses agricoles, des ponts. À cause d'une population élevée et de l'intensification commerciale sur le territoire français, un nouveau réseau de communication commence à émerger. Dans le cas de la construction routière, de nombreux murs de soutènement en pierre sèche vont être construits. L'importance des murs en pierre sèche se manifeste par l'écriture de plusieurs traités par des ingénieurs français [22, 60, 144, 153, 135, 166] et anglais/américain [32, 114, 161, 2].

À la fin du 19^e et au début du 20^e, le savoir-faire tend à se perdre peu à peu à cause de l'exode rural provoqué par la mécanisation de l'agriculture. Par ailleurs, l'émergence du béton armé et de la construction métallique comme systèmes constructifs innovants contribuent aussi à la diminution de l'intérêt porté pour la maçonnerie en pierre sèche. La première guerre mondiale achève de vider les campagnes et intensifie l'exode rural empêchant le transfert du savoir-faire. L'état de la situation est résumé par Passwell [128] :

The stone walls require a distinct class of labor, familiar with the work. Stone masons are not always available and because of the diminishing amounts of stone walls built, are becoming fewer in number. The universal adaptability of concrete, its independence of local material conditions and the large amount of concrete laborers and foremen all tend to explain the waning popularity of stone masonry.

Le recensement de 1998 concernant les ouvrages de soutènement en bordure du réseau routier national montre que 18% des 11 716 murs recensés sont constitués en maçonnerie de pierre sèche [127]. En sachant que la majorité de ces murs ont été construits au 19^e siècle, on peut s'accorder sur la pérennité d'un MSPS qui peut dépasser une durée de vie de 100 ans pour les ouvrages d'art par exemple comme préconisée par la réglementation actuelle.

Vers la fin des années 1980s, la conscience sur l'écoconstruction et la conservation d'un patrimoine vieillissant ressuscitent l'intérêt pour les structures en pierre sèche. Cet intérêt se manifeste par des études et une cartographie des vestiges de maçonnerie en pierre sèche en France [94, 65, 50].

Une étude a montré que l'utilisation des matériaux prélevés sur place peut réduire la consommation d'énergie grise jusqu'à 215%, avec un impact moindre sur l'environnement que d'autres technologies [115]. Du point de vue économique, des études récentes ont indiqué aussi que la construction d'un MSPS n'est pas nécessairement d'un prix supérieur à celui d'un ouvrage en béton armé [93, 4].

Pourtant, il n'existe pas de réglementation suffisante pour faire des travaux de réparation ou de construction d'un nouveau mur de soutènement en pierre sèche. Ce travail, inclus dans le projet C2D2 PEDRA et RESTOR financés par les Ministères de l'Ecologie (MEDDE) et celui de la Culture (MCC), dédiés à la modélisation et compréhension du comportement des ouvrages en pierre sèche ou faiblement hourdés, contribuera à aider à la connaissance du comportement des MSPS en proposant une modélisation fine de leur comportement. L'approche choisie sera une approche essentiellement aux Eléments Discrets. Cette approche sophistiquée permettra aussi d'appuyer la validité d'autres méthodes plus simples pouvant plus facilement déboucher sur la construction d'abaques de dimensionnement.

1.2 Technique de construction

Géométrie d'un MSPS

On donne en Figure 1.2 la géométrie générale d'un MSPS avec h la hauteur du mur, l la largeur en tête, L la longueur du mur, f_1 le fruit aval et f_2 le fruit amont. Certaines caractéristiques sont le résultat d'un usage facilitant la construction mais d'autres relèvent d'un dimensionnement mécanique comme nous le verrons plus loin.

Le MSPS est une structure massive composée de pierre mais celle-ci est partiellement remplie par des vides. La porosité d'un tel ouvrage est supérieure à 10% et dans la plupart des cas,

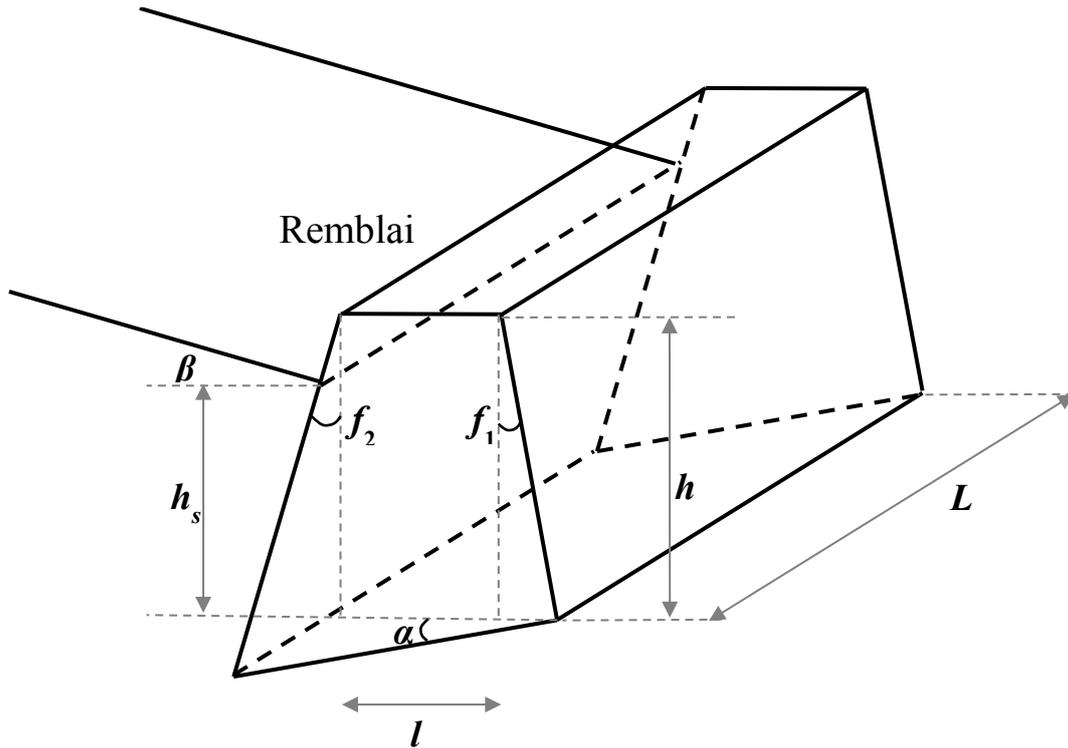


FIGURE 1.2: Géométrie d'un MSPS

elle se situe aux environs de 20% [30]. La résistance de l'ouvrage étant assurée par le frottement entre les blocs, le poids de l'ouvrage augmente la contrainte normale sur les plans de contact horizontaux et favorise ainsi sa stabilité. Une faible porosité est alors un gage de meilleure stabilité du mur. Cette porosité diffuse est d'ailleurs un atout pour cette technologie car elle n'entrave pas l'écoulement de l'eau contrairement au mur en béton armé. Par conséquent, un MSPS est moins soumis aux poussées hydrostatiques parasites qui sont souvent la cause de rupture des murs en béton due au colmatage des barbacanes.

Le Tableau 1.1 donne une typologie des matériaux habituellement utilisés pour la construction des MSPS. Leur utilisation dépend de la ressource locale en matériau donnant alors une typologie régionalisée.

Le choix du type de matériau est cependant aussi guidé par la fonction qu'il va assurer dans le mur [56] :

- Les pierres de socle (ou pierres de fondation, assise) : Pierres de grande taille qui sont destinées à supporter le poids total du mur ;
- La boutisse (ou parpaingne) : Longue pierre de liaison qui relie le parement extérieur et intérieur, elle contribue à la stabilité du mur.
- La panneresse (ou carreau) : Pierres disposées perpendiculairement à la boutisse, en façade du mur, permettant de relier plusieurs pierres du parement. Elle sert aussi à éviter l'apparition d'un *coup de sabre*, le phénomène où une certaine partie du mur devient isolée en raison du décroisement des joints (voir Figure 1.3).
- Les pierres de parement (ou moellons) : Pierres disposées sur la face visible du mur (pa-

TABLE 1.1: Typologies des matériaux utilisés pour les MSPS [4]

Origine	Roche	Poids (t/m^3)	Forme	Présence géographique
Sédimentaire	Calcaire	2,6 à 2,7	Dépôt stratifié, forme parallélépipédique	Sur tout le territoire
	Grès	1,8 à 3,2	Dépôt stratifié, forme arrondie	
Magmatique	Granite	2,4 à 2,8	Pierres sans strates	Bretagne, Massif Central, Vosges, Alpes et Pyrénées
	Basalt	2,7 à 3,2		
Métamorphique	Schiste	1,6 à 2,9	Pierres allongées se débitant facilement en feuillets	Anciennes zones montagneuses
	Gneiss	2,7 à 2,8	Formes diverses	

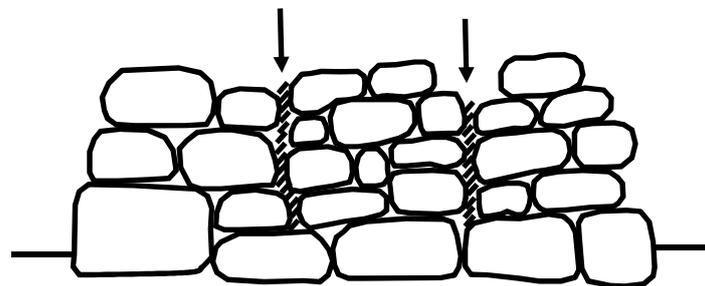


FIGURE 1.3: Décroisement des joints *coup de sabre*

rement extérieur), qu'elles soient naturelles ou taillées.

- Les pierres de blocage (ou pierres de remplissage, blocaille, fourrure) : Cailloux ou pierres calibrées qui servent à organiser la partie intérieure d'un MSPS.
- Les pierres de couronnement (ou couvertines) : Pierres de finition qui couronnent le mur.

Le mur à double parement est la forme la plus standard. La Figure 1.4a montre la section d'un MSPS à double face. Ce mur est construit à l'aide de gros blocs sur les deux faces de mur. Si le volume en gros blocs disponible n'est pas suffisant ou si le sol est très caillouteux, un mur simple face est alors utilisé. Pour tout type de mur, des blocs longs (boutisse) sont toujours posés à intervalles réguliers pour relier les deux faces du mur. Même s'il n'y a pas assez de pierres de traverse, il faut quand même entretenir le croisement des blocs comme il est important pour garder l'intégrité du mur.

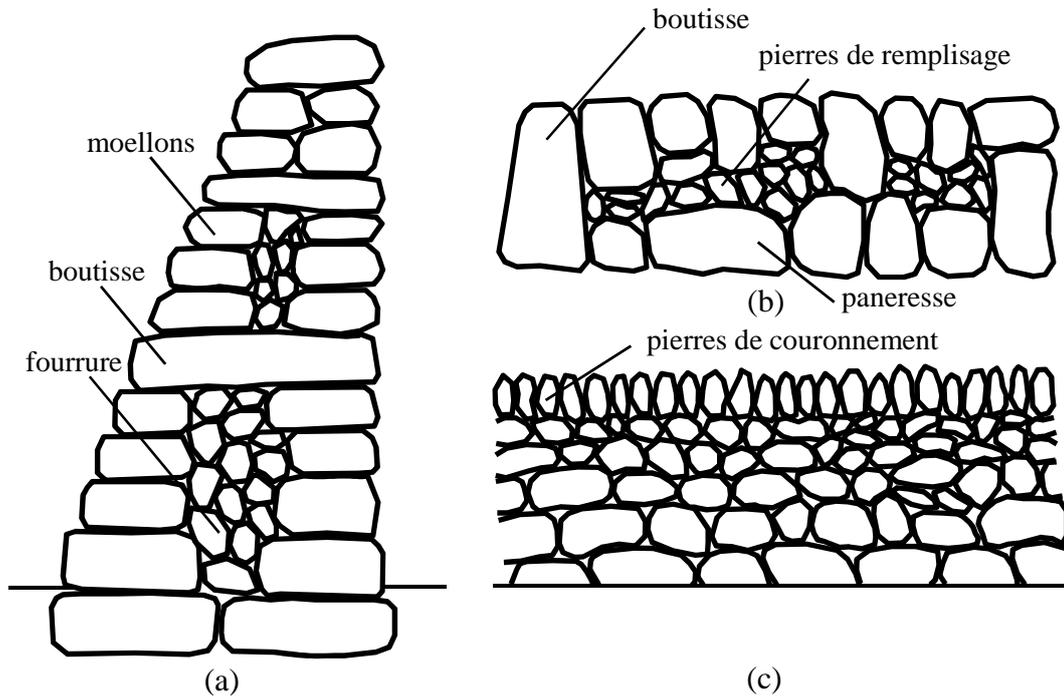


FIGURE 1.4: Vue générale d'un MSPS : (a) section (b) plan (c) élévation

La Figure 1.4b et Figure 1.4c montrent la coupe horizontale et la vue en élévation d'un MSPS. On peut remarquer les gros blocs posés en parement avec des pierres de remplissage à l'intérieur. Si le volume en gros blocs est faible, on privilégiera leur utilisation en partie inférieure, en choisissant des tailles de blocs de plus en plus petites à mesure du montage du mur. Aussi, une bonne gestion du triage des pierres selon leur taille avant les travaux est-il important.

Bonnes pratiques

D'apparence facile, la réalisation d'un MSPS est cependant complexe et nécessite une forte expérience pour le choix et l'agencement des blocs. Certaines recommandations ont ainsi été édictées par le passé.

Parmi les recommandations, on peut citer celles de Parnell & Telford [130] qui ont souligné le rôle stabilisateur du fruit aval, Burgoyne [32] qui établit que le fruit aval offre plus de résistance au mur que le fruit amont, Aitken [2] qui explique que l'utilisation de contreforts bâtis à intervalles réguliers en augmentant le poids du mur améliore sa stabilité. Pour éviter un gonflement trouvé immédiatement après la construction du mur, Burgoyne [32] a conseillé d'utiliser un étaieage temporaire pour soutenir le mur pendant quelques mois après la construction. Ce gonflement est essentiellement dû au tassement du sol de fondation.

Pendant ces dix dernières années, plusieurs livres écrits par des bâtisseurs de maçonnerie en pierre sèche avec parfois l'appui de chercheurs ont été publiés [30, 56, 34, 95]. Ces livres ont

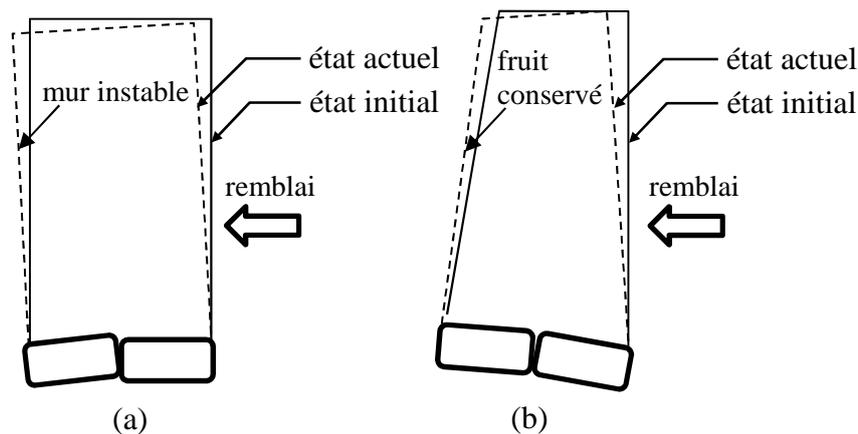


FIGURE 1.5: Effet du poinçonnement instantané dans le mur : (a) sans fruit (b) avec fruit

recueilli le savoir-faire de la construction d'un MSPS. On présente ici quelques traits principaux de dimensionnement.

La géométrie d'un mur doit considérer les points suivants :

- Inclinaison α des plans d'assise. Les assises sont mieux assurées sur une surface inclinée ayant un α non nul. L'augmentation de l'angle α augmente les efforts normaux entre blocs sur ces plans d'assise et augmente la capacité du mur à développer des efforts tangentiels.
- Fruit aval f_1 . Dans la majorité des cas, au moment où le mur est chargé avec le remblai, le pied de la face aval devient un pivot du MSPS. Ceci peut provoquer le poinçonnement du sol entraînant le renversement du mur. Pour cela, il est impératif de construire un MSPS avec un léger fruit aval (voir Figure 1.5).

Le calcul de l'épaisseur du mur requière un calcul mécanique et deux thèses collaboratives [167, 43] entre l'ENTPE et l'UMR Navier épaulées par des professionnels de la pierre sèche a permis de proposer des abaques de dimensionnement se basant sur une approche d'analyse limite [56]. Il s'agit d'abaques de dimensionnement pour un mur soumis à un remblai. Le remblai est ici composé d'un matériau purement frottant.

Ce dimensionnement s'accompagne de règles de bonnes pratiques de construction :

- Utilisation d'un drain. Il est recommandé de poser le soubassement du mur sur une surface de drain (avec des pierres) ayant une épaisseur entre 25-50 mm (voir Figure 1.6) pour éviter la stagnation de l'eau dans le sol de fondation ;
- Croisement des blocs. Il permet une meilleure répartition du poids dans le corps du mur Figure 1.7 ;
- Installation du blocage. Il assure que chaque pierre est calée vis-à-vis de toutes ses voisines. Ceci est effectué en cours de montage et non a posteriori pour une meilleure efficacité du blocage ;
- Couronnement du mur. Aucun liant n'étant utilisé dans la construction d'un MSPS, les blocs de couronnement peuvent être enlevés très facilement. Des pierres de couronnement sont mises en haut du mur pour empêcher sa dégradation.

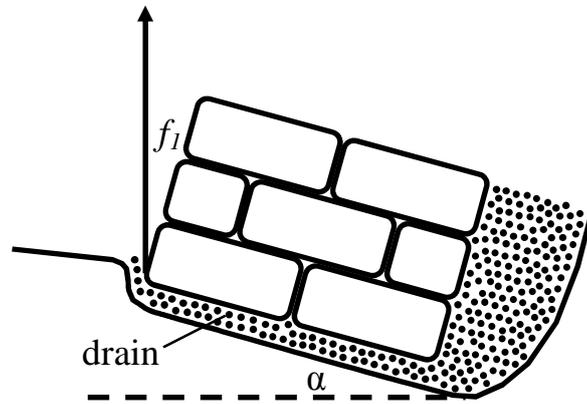


FIGURE 1.6: Construction du drain dans un MSPS

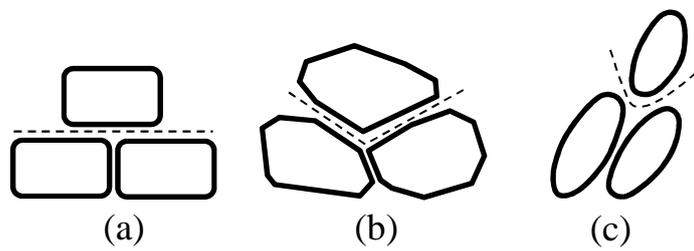


FIGURE 1.7: Configuration d'une surface permettant le croisement : (a) Parallélépipédique (b) Irrégulière (c) Galets

1.3 Modes de rupture

La dégradation du comportement mécanique d'un MSPS s'accompagne souvent par l'apparition d'un gonflement ou ventre alors que celui-ci reste encore stable. Un MSPS est une structure déformable capable de s'adapter en partie à la sollicitation sans perte de stabilité. Cette dégradation de comportement peut être le résultat de :

- Un chargement excessif du remblai, un chargement cyclique ou un choc mais aussi une poussée hydrostatique locale due à un phénomène de colmatage des pores du mur ;
- Une instabilité de la fondation par effet de poinçonnement, un tassement différentiel ou un ravinement ou une érosion du terrain ;
- Une désagrégation ou usure des aspérités entre les blocs ou une fissuration des blocs dans la masse sous l'effet d'un fluage, du gel-dégel ou de la végétation.

Pour une description exhaustive des pathologies observées dans les MSPS, on pourra se référer au guide d'évaluation des ouvrages de soutènement, écrit par le SETRA (Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements) [152].

Dans le travail présenté ici, nous nous intéressons à la rupture des MSPS due à un chargement excessif. Selon la nature du chargement, nous pouvons observer deux types de ruptures :

- Rupture 2D : Il s'agit en fait d'une rupture en déformation plane due à une poussée excessive du remblai. Deux modes sont observés selon le matériau constitutif du mur, un mode par glissement ou par renversement ;
- Rupture 3D : Il s'agit du cas des murs de soutènement routier. Le chargement est ici une charge concentrée due à un essieu de voiture en tête de mur qui va diffuser dans le remblai et par la suite augmenter le chargement latéral subi dans une certaine zone localisée du mur. Cette rupture se manifeste par la formation d'un ventre d'étendue croissante.

La Figure 1.8a montre une rupture 2D par glissement. La résistance au glissement du mur est déterminée par le coefficient de frottement entre blocs dans les plans horizontaux ou sub-horizontaux. Cette rupture se manifeste quand la composante de la force mobilisatrice sur ces plans est supérieure à la résistance de cisaillement des contacts bloc-bloc. Le renversement apparaît lorsque le coefficient de frottement entre blocs est suffisamment élevé (Figure 1.8b). Un MSPS est plus sensible au renversement si l'épaisseur du mur est mince.

Dans le cas d'une rupture 3D (Figure 1.9), la résistance du mur n'est pas uniquement déterminée par la résistance de cisaillement entre blocs, mais aussi par des efforts normaux aux contacts entre blocs selon des plans verticaux. La combinaison entre ces deux éléments crée le gonflement du mur.

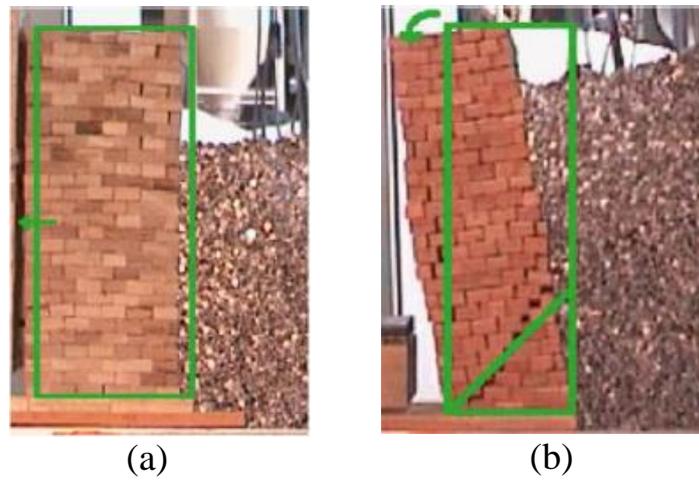


FIGURE 1.8: Rupture 2D d'un mur de soutènement par : (a) glissement (b) renversement [45]

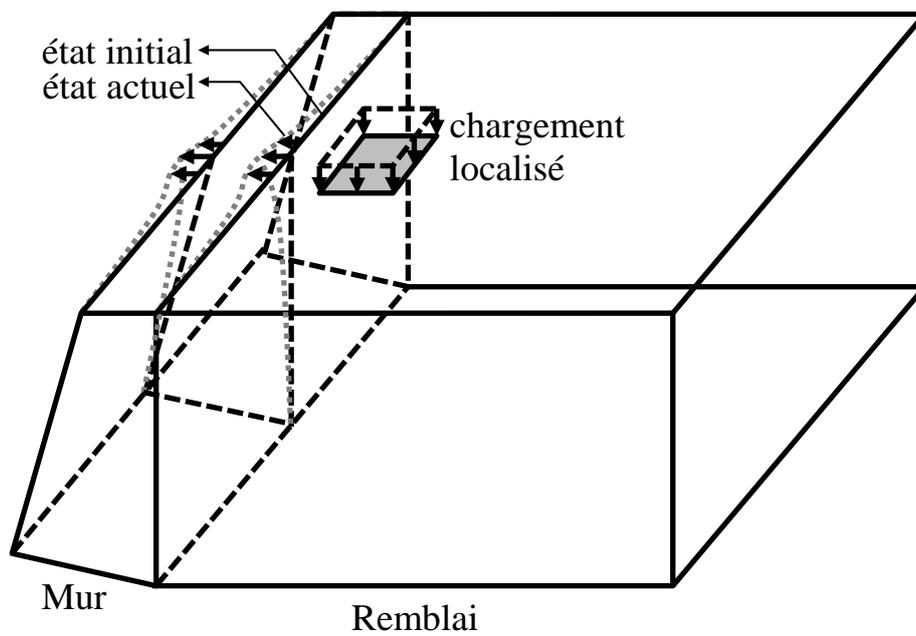


FIGURE 1.9: Rupture 3D d'un mur de soutènement par chargement localisé

1.4 Différentes approches

1.4.1 Approche expérimentale

Approche expérimentale à l'échelle réduite

Une étude qualitative sur une échelle réduite beaucoup moins onéreuse qu'à l'échelle 1 permet de mettre en évidence certains phénomènes premiers. Cette analyse ne permet toutefois pas de prendre en compte tous les phénomènes dus à l'effet d'échelle qui résulte de la dépendance de la caractéristique intrinsèque d'un matériau à la taille/dimension du modèle. Bazant & Planas [19] constatent ainsi que statistiquement la résistance intrinsèque d'un échantillon se réduit quand sa taille augmente. Cet effet s'observe pour la résistance des grains individuels de différentes tailles [108, 97, 123, 112], la résistance des matériaux pulvérulents en général [107] et aussi pour la résistance de cisaillement d'une surface de blocs [14].

Plusieurs études de MSPS à l'échelle réduite existent dans la littérature : Colas et al. ont utilisé des blocs en bois et pierre, chargés par des cylindres en duralumin [45] ; Mundell et al. ont testé trois types de blocs (bois parallélépipédique, béton parallélépipédique, béton chanfreiné), chargé avec de la grenaille de plomb [119] ; Kim et al. ont construit un mur avec des blocs en plastique, chargé par des cylindres en aluminium [88] ; Alejano et al. ont créé des murs en granit pour les mener sur plan incliné jusqu'à la rupture [5].

Approche expérimentale à l'échelle 1 : Rupture 2D

Avant les travaux effectués ces dix dernières années, le travail de Sir John Burgoyne en 1834 est la seule campagne expérimentale sur les MSPS disponibles dans la littérature, cependant ce travail n'est pas très documenté notamment concernant les propriétés mécaniques des matériaux. Il a construit quatre murs de soutènement en granit ayant une même hauteur de 6,1 m, une même longueur de 6,1 m et aussi une même épaisseur moyenne de 1,02 m (environ $\frac{1}{6}$ de la hauteur du mur). La variabilité entre les différents murs se situe au niveau des sections, donc son étude était clairement menée pour observer l'influence de la géométrie sur le comportement du mur.

La Figure 1.10 montre la géométrie des murs de Burgoyne¹, où : le mur B1g a une épaisseur constante de 1,02 m avec un fruit aval de 20% ; le mur B2g a une largeur en tête de 0,41 m avec un fruit aval de 20% et sans fruit amont, sa largeur de base est 1,63 m ; le mur B3g est le dual du mur B1g, avec un fruit amont de 20% et sans fruit aval ; le mur B4g est construit sans fruit aval ni amont, avec une épaisseur constante de 1,02 m. Selon les croquis disponibles, il semble que l'inclinaison des joints correspond à l'inclinaison du parement aval, c'est à dire 11,3° pour les murs B1g et B2g et 0° pour les murs B3g et B4g.

Ces murs sont sollicités graduellement par un sol non-compacté de poids volumique 1390 kg/m³ pendant environ deux semaines. Les murs B1g et B2g tiennent le poids du remblai jus-

1. Le préfixe "B" et le suffixes "g" dans le nom du mur font référence respectivement à "Burgoyne" et au matériau utilisé "granit"

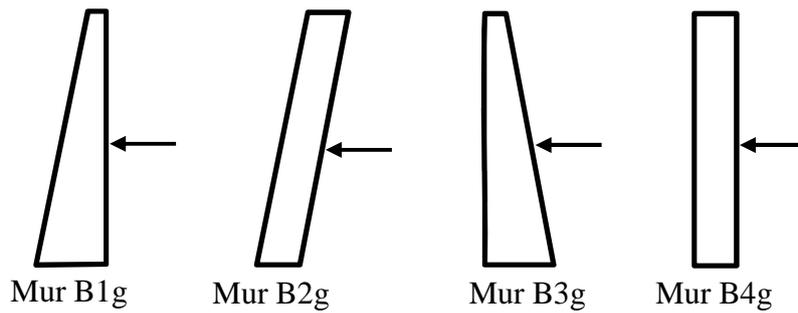


FIGURE 1.10: Section des murs de Burgoyne [32]

TABLE 1.2: Paramètres mécaniques et géométriques des murs de Burgoyne [32]

Paramètres	Mur			
	B1g	B2g	B3g	B4g
Hauteur du mur h (m)	6,1	6,1	6,1	6,1
Largeur en tête l (m)	1,02	0,41	0,41	1,02
Fruit aval f_1 (%)	20	20	0	0
Fruit amont f_2 (%)	-20	0	20	0
Inclinaison des joints subhorizontaux α (°)†	11,3	11,3	0	0
Poids volumique du mur γ_m (kg/m ³)	2275	2275	2275	2275
Angle de frottement des blocs ϕ_m (°)	s.o.	s.o.	s.o.	s.o.
Inclinaison du sol β (°)	0	0	0	0
Poids volumique du sol γ_s (kg/m ³)	1394	1394	1394	1394
Angle de frottement du sol ϕ_s (°)‡	25-28	25-28	25-28	25-28

† Valeur déduite des croquis de Burgoyne

‡ Valeur estimée basée sur la description de Burgoyne [71]

qu'à la hauteur maximale du mur, en revanche, les mur B3g et B4g rompent quand la hauteur du remblai est d'environ 5,18 m. Les paramètres géométriques et mécaniques des murs de Burgoyne sont donnés dans le Tableau 1.2.

Ces dix dernières années, deux équipes ont principalement mené des expériences à l'échelle 1 sur les MSPS. L'équipe de l'ENTPE (Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat) a réalisé trois séries d'expériences à l'échelle 1 dont deux expériences de rupture 2D et une série d'expérience de rupture 3D. L'équipe de l'université de Bath a fait une série d'expériences de rupture 3D.

En 2004, cinq murs ont ainsi été bâtis dans le cadre de la thèse de B. Villemus [167, 168] à l'ENTPE. Des professionnels de la pierre sèche ont construit ces murs pour assurer la représentativité des essais. La Figure 1.11 et le Tableau 1.3 montrent la géométrie et les paramètres des murs de Villemus. Les murs ont été sollicités par une poussée hydrostatique en utilisant une nappe PVC imperméable remplie progressivement d'eau (voir Figure 1.12). Il s'agissait de simplifier le problème réel pour tester les difficultés inhérentes à de tels essais. En résumé, à travers ces études, les paramètres suivants ont pu être étudiés :

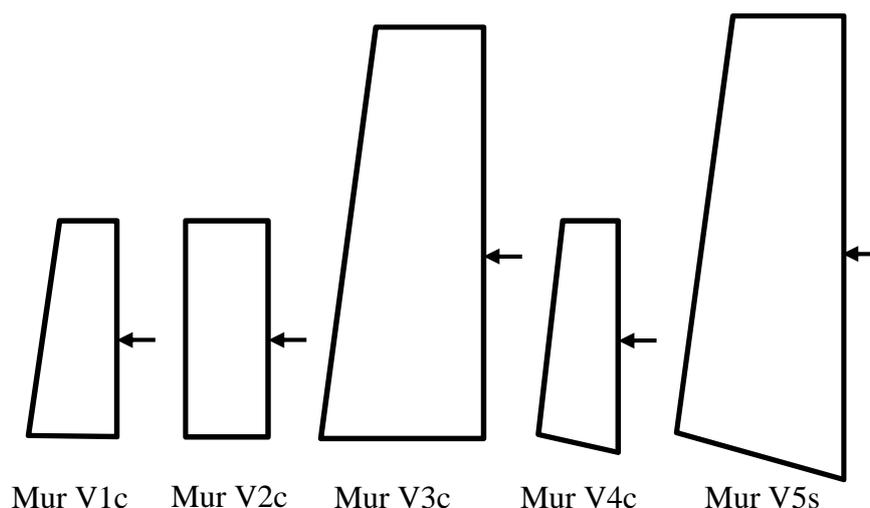


FIGURE 1.11: Section des murs de Villemus [168]

TABLE 1.3: Paramètres mécaniques et géométriques des murs de Villemus [168]

Paramètres	Mur				
	V1c	V2c	V3c	V4c	V5s
Hauteur du mur h (m)	2,0	1,95	4,0	2,0	4,25
Largeur en tête l (m)	0,6	0,9	1,2	0,65	1,16
Fruit aval f_1 (%)	15	0	15	12	15
Fruit amont f_2 (%)	0	0	0	0	0
Inclinaison de joint subhorizontal α (°)	0	0	0	4	8,5
Poids volumique du mur γ_m (kN/m ³)	15,4	15,0	15,7	16,0	18,0
Angle de frottement des blocs ϕ_m (°)	36	36	36	36	28,5

- L'effet du frottement des blocs : calcaire et schiste (notamment V3C et V5S qui ont à peu près la même section).
- L'effet du fruit amont : Le mur V1C, V2C et V4C ont à peu près la même largeur moyenne de 0,90 m, construits avec le même matériau, mais différents fruits amont de 0° (mur V2C), 12° (mur V4C) et 15° (mur V1C) ;
- L'effet de l'inclinaison des joints subhorizontaux : Les trois premiers murs sont construits sans l'inclinaison de joint, les mur V4C et V5S sont construits respectivement avec une inclinaison de joint de 4° et 8,5° ;
- L'effet de la taille du mur sur sa résistance : Le mur V1C et V3C utilisent la même valeur de fruit amont et les deux sans inclinaison des joints subhorizontaux. Ils sont construits avec le même matériau (calcaire), cependant le mur V3C a une taille environ deux fois plus grande que le mur V1C.

Suite à ce travail, en 2007, Colas et al. [43] ont construit quatre MSPS. Ces murs sont construits avec trois types de matériaux (granit, schiste, calcaire) et aussi à l'aide de deux méthodes de construction ("ingénieur" et "paysan"). La différence entre le mur "ingénieur" et "paysan" est que le mur "ingénieur" est construit avec beaucoup plus de soin. Le mur "ingénieur"



FIGURE 1.12: Section de mur V5s de Villemus [168]

et "paysan" représentent le mur de soutènement de routes et le mur de terrasses agricoles, respectivement. Le temps de construction entre ces deux méthodes s'est montré très différent (15j contre 2j).

Pour charger le mur, Colas et al. ont utilisé un remblai de gravier roulé ayant un angle de frottement interne de $37,7^\circ$ avec un D_{50} compris entre 8-16 mm. Le matériau du remblai est déversé progressivement sous gravité depuis une benne de telle manière à conserver la surface du remblai proche de l'angle de talus naturel β (voir Figure 1.13). Pendant le chargement, cette pente est mesurée plusieurs fois, où une valeur moyenne de 32° a été observée.

Le récapitulatif des paramètres mécaniques et géométriques des murs de Colas est donné dans le Tableau 1.4. Ces murs ont une même hauteur de 2,5 m, même valeur du fruit aval/amont et avec un poids du mur relativement similaire. Hormis l'influence des matériaux et du mode constructif, cette campagne expérimentale a permis d'étudier l'effet de l'épaisseur du mur et l'effet de l'inclinaison des joints subhorizontaux. Néanmoins, un problème technique majeur est apparu lors des premiers essais : le blocage des pierres du mur sur les coffrages latéraux (mur C3sp), conduisant à une incertitude sur la hauteur critique du remblai. En outre, Colas attribue aussi l'incertitude des résultats aux paramètres suivants : (1) poids volumique du sol ; (2) angle de frottement du sol ; (3) angle de frottement bloc-bloc. Les auteurs conviennent enfin que la hauteur critique est donnée à 5cm près environ.

Les Figures 1.14(a-b) montrent l'évolution du déplacement du mur V5s (sollicité par une poussée hydrostatique) et mur C3sp (sollicité par un remblai) au cours du chargement. Dans les deux cas montrés ici, on observe que la partie basse du mur reste relativement immobile alors qu'une partie supérieure du mur se détache de manière quasi rigide à la rupture.



FIGURE 1.13: Mur de Colas chargé par un remblai depuis une benne [46]

TABLE 1.4: Paramètres mécaniques et géométriques des murs de Colas [43]

Paramètres	Mur			
	C1gi	C2si	C3sp	C4cp
Hauteur du mur h (m)	2,50	2,50	2,50	2,50
Largeur en tête l (m)	0,45	0,45	0,55	0,50
Fruit aval f_1 (%)	6	6	6	6
Fruit amont f_2 (%)	0	0	0	0
Inclinaison des joints subhorizontaux α (°)	3,4	3,4	9,1	9,1
Poids volumique du mur γ_m (kN/m ³)	19,1	20,2	18,8	18,6
Angle de frottement des blocs ϕ_m (°)	27	25	25	35
Inclinaison du sol β (°)	32	32	32	32
Poids volumique du sol γ_s (kN/m ³)	14,9	14,9	14,9	14,9
Angle de frottement du sol ϕ_s (°)	37,7	37,7	37,7	37,7

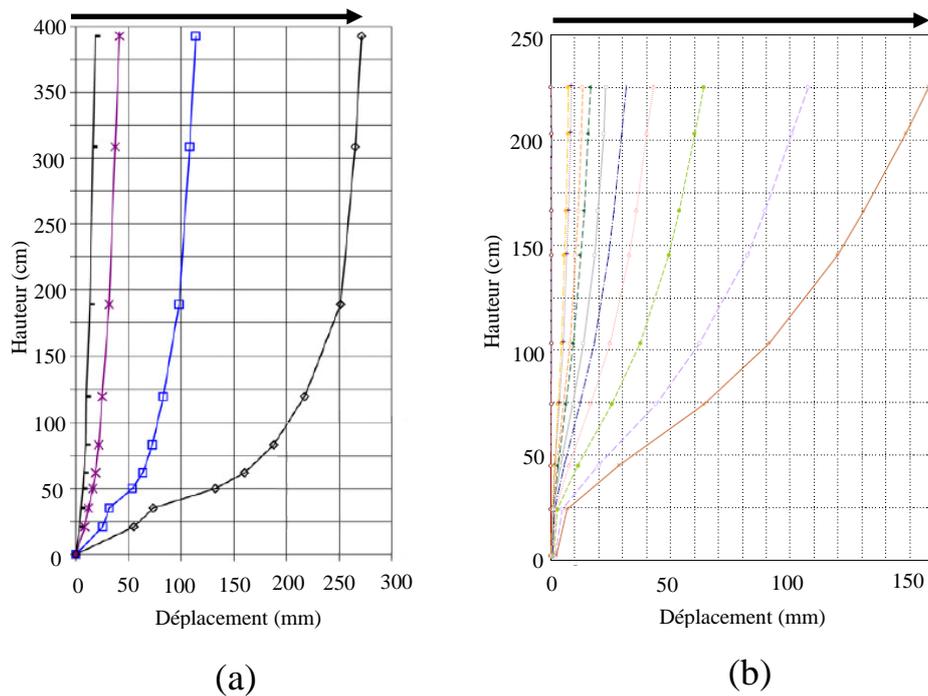


FIGURE 1.14: Evolution du déplacement : (a) Mur V5s (b) Mur C3sp

Approche expérimentale à l'échelle 1 : Rupture 3D

La première expérience à l'échelle 1 pour simuler la rupture 3D des MSPS est effectuée par Mundell de l'université de Bath en 2007. Pour observer la rupture par gonflement, il a construit cinq murs en calcaire et ardoise (schiste) sur une plate-forme mobile. Ces murs ont des sections similaires, mais avec une porosité variant entre 23% à 46%. Construits par des bâtisseurs professionnels de la pierre sèche, la construction du mur prend environ 3 à 5 jours. Pour faciliter l'apparition de la déformation du mur, la qualité de construction du mur est dégradée systématiquement entre le premier et le dernier mur. Le détail de la géométrie du mur est donné dans le Tableau 1.5.

Le remblai utilisé a un D_{50} de 14 mm et a atteint une hauteur de 2,2 m. Contrairement au premier mur dont le remblai a été compacté en couches de 30 cm, les autres essais réalisés se sont faits sans compactage du remblai. Afin de prendre en compte l'effet du tassement de sol présent sur place, la plate-forme sur laquelle repose le mur a été légèrement inclinée.

Ensuite, le mur est chargé avec un chargement localisé constitué d'une plaque en acier chargée par un vérin hydraulique et située à 1 m de la paroi amont jusqu'à la rupture de mur. La force appliquée et le déplacement du mur sont observés au cours de la phase de chargement. Les chargements localisés maximaux mesurés sont respectivement de 110 kN, 75 kN, 80 kN, 84 kN, 60 kN pour les différents modes constructifs dégradés. On peut noter que le mur M1 a résisté à un chargement supérieur de 40% aux autres murs. Mundell indique que ceci est lié à la compacité du mur.

Plus récemment, l'ENTPE a aussi conduit une campagne expérimentale pour observer la

TABLE 1.5: Paramètres mécaniques et géométriques des murs de Mundell [121, 120]

Paramètres †	Mur				
	M1c	M2c	M3c	M4c	M5s
Hauteur du mur h (m)	2,50	2,50	2,50	2,50	2,50
Largeur en tête l (m) ‡	0,3	0,3	0,3	0,3	0,33
Fruit aval f_1 (%)	12	8	12	14	12
Fruit amont f_2 (%)	0	0	0	0	0
Inclinaison des joints subhorizontaux α (°)	0	0	0	0	0
Poids volumique du mur γ_m (kN/m ³)	17,64	18,87	13,23	13,72	18
Porosité (%)	28	23	46	44	29
Angle de frottement des blocs ϕ_m (°)	45	45	45	45	19
Inclinaison du sol β (°)	0	0	0	0	0
Poids volumique du sol γ_s (kN/m ³)	>18*	18	18	18	18
Angle de frottement du sol ϕ_s (°)	39	39	39	39	39

† Les paramètres des murs sont tirés de [120], sauf le cinquième mur [121]

‡ En sachant la largeur de bas, cette valeur est calculé à partir de la valeur du fruit

* Le gravier a été compacté par un vibreur à plaque

rupture 3D des MSPS. Elle a créé deux MSPS en calcaire construits par des professionnels de la pierre sèche. Les paramètres géométriques et mécaniques de ces murs sont donnés dans le Tableau 1.6. Un remblai non compacté utilisé par Colas et al. [43] a été utilisé comme chargement. Ce mur est ensuite sollicité avec un chargement localisé exercé par une pelle mécanique sur une plaque de 60x60 cm². La capacité de la pelle mécanique utilisée dans le premier mur (20 tonnes) n'a pas été suffisamment élevée pour mener à la rupture avec une distance au mur suffisante et une pelle mécanique plus puissante de 34 tonnes a ainsi été utilisée dans le deuxième essai.

La sollicitation du deuxième mur est faite en plusieurs étapes de chargement-déchargement situées d'abord à une distance de 1,7 m de la face amont du mur et ensuite à 0,5 m. La valeur maximale du chargement proche du mur est atteinte pour la valeur de 63 kN. Dans chaque étape de sollicitation, l'évolution du déplacement du mur est observé avec des capteurs à câble et un instrument de mesure laser.

Le Tableau 1.7 synthétise tout le travail expérimental réalisé à ce jour. La simulation 2D menée dans notre étude s'appuiera sur le travail de Villemus [167] et Colas [43]. Par ailleurs, la simulation de la rupture 3D des MSPS s'appuiera sur les essais de Le et al. [96].

1.4.2 Approche analytique

Equilibre limite

Par cette approche, la stabilité d'un MSPS est évaluée en calculant la condition d'équilibre du système respectant un comportement élastique parfaitement plastique. Cette méthode ne considère pas la relation contrainte-déformation ni l'équation de compatibilité du sol [39]. La

TABLE 1.6: Paramètres mécaniques et géométriques des murs de Le [96]

Paramètres †	Mur	
	L1c	L2c
Hauteur du mur h (m)	2,3	2,3
Largeur en tête l (m)	0,55	0,52
Fruit aval f_1 (%)	6	6
Fruit amont f_2 (%)	0	0
Inclinaison des joints subhorizontaux α (°)	0	0
Poids volumique du mur γ_m (kN/m ³)†	20,3	20,3
Angle de frottement des blocs ϕ_m (°)	36	36
Inclinaison du sol β (°)	0	0
Poids volumique du sol γ_s (kN/m ³)‡	14,9	15,4
Angle de frottement du sol ϕ_s (°)	37,7	37,7

† Le et al. supposent que l'indice des vides est équivalent à 20%

‡ Même remblai mais l'un sec et l'autre humide

TABLE 1.7: Récapitulatif de l'expérience de MSPS à l'échelle 1

Expérience	Chargement	Rupture	Matériaux	Hauteur (m)	Référence
Burgoyne	Remblai	2D	granite	6,1	[32]
Villemus	Hydrostatique	2D	calcaire, schiste	1,85 à 4,1	[167, 168]
Mundell	Remblai et charge concentrée	3D	calcaire, schiste	2,5	[121, 120]
Colas	Remblai	2D	granite, schiste, calcaire	2,5	[43, 46]
Le	Remblai et charge concentrée	3D	calcaire	2,3	[96]

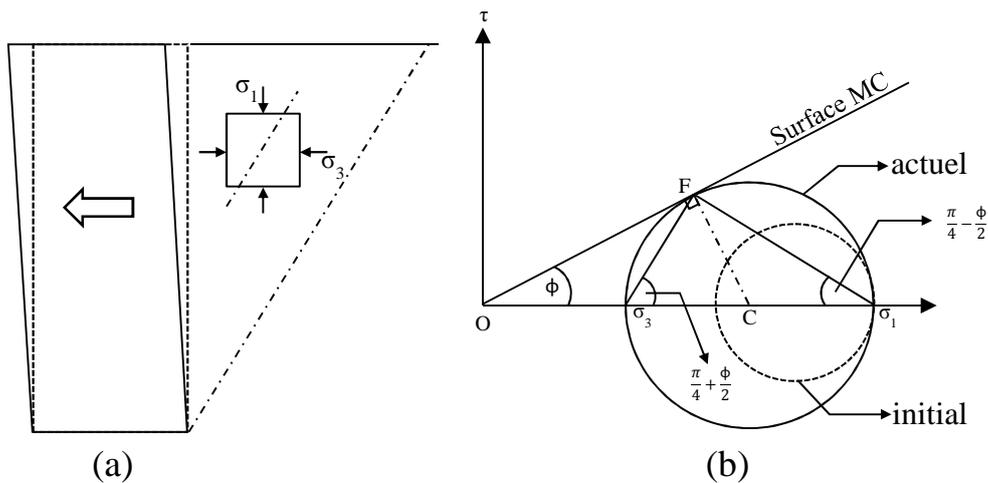


FIGURE 1.15: Poussée d'un sol de versant nul avec l'équilibre limite de Rankine

solution donnée par cette approche n'est alors que le résultat d'une hypothèse basée sur un certain mécanisme de rupture choisi a priori et supposé être le plus critique.

Dans le cas des murs de soutènement, le système se compose de deux milieux distincts : le mur et le remblai, avec une interface mur-remblai. On suppose ici que le sol est totalement mobilisé et l'intensité de la poussée du sol doit être calculée.

La limite de la résistance du sol est habituellement calculée avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb (Eq. 1.1) identifié par les deux paramètres mécaniques : la cohésion C et l'angle de frottement ϕ . On illustrera le propos en supposant que le remblai est constitué d'un matériau purement frottant.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (1.1)$$

La Figure 1.15a montre un MSPS avec son remblai de pente nulle ($\beta = 0$). La méthode la plus simple pour résoudre ce problème est de négliger l'influence de rugosité d'interface, c'est à dire considérer le cas d'un équilibre de Rankine [141]. La contrainte latérale est calculée par isolement d'un élément de sol (Figure 1.15a).

Ce problème est résolu par dépouillement sous forme de cercle du Mohr (Figure 1.15b). Dans le cas d'une poussée du sol sur le mur, la contrainte mineure diminue due à la déformation du mur lors du chargement. Une fois que le cercle de contrainte touche la surface de rupture de Mohr-Coulomb, on est dans un état qui est supposé le plus critique. L'équilibre de Rankine est calculé à partir de cet état. En prenant la relation trigonométrique dans le triangle OFC de la Figure 1.15b, puis après rearrangement, on obtient l'Eq. 1.2, avec K_a coefficient de poussée ("a" est mis pour "actif").

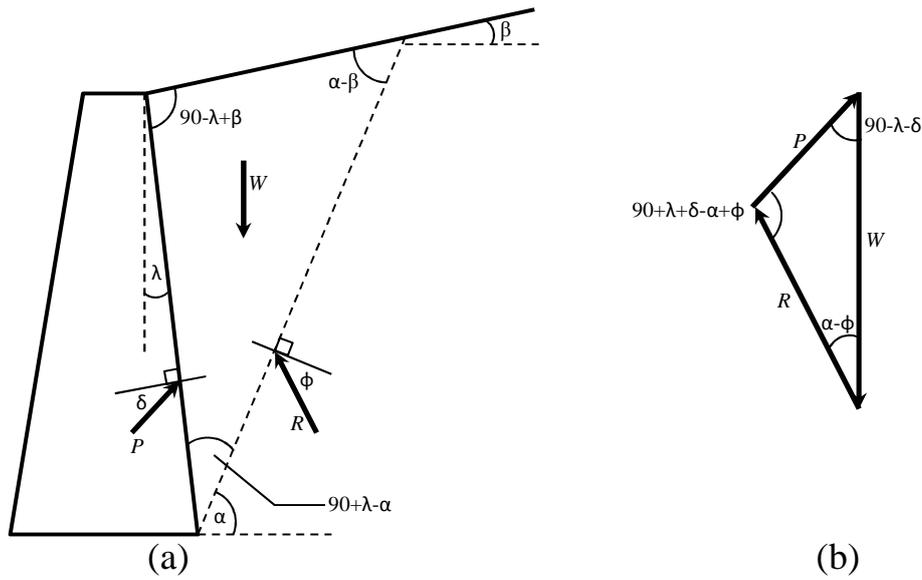


FIGURE 1.17: Poussée du sol avec l'équilibre limite de Coulomb

comme montré dans la Figure 1.17a. Selon Azizi [9], Coulomb a formulé cette approche en supposant une paroi verticale et lisse, puis Mayniel [109] ajoute l'effet du frottement mur-remblai, enfin Müller-Breslau [113] met à jour l'équilibre limite de Coulomb avec un fruit pour la paroi amont et un remblai incliné.

La Figure 1.17a montre le mécanisme de rupture de Coulomb en prenant en compte l'effet du frottement d'interface sol-mur δ , un fruit pour la paroi amont du mur et une pente du versant β . Avec ce mécanisme, on identifie les forces suivantes : la force mobilisante (poids du sol W) et la force résistante (résistance du mur P et la réaction du sol rigide le long du plan de glissement R). La résistance du mur P crée un angle δ avec la normale à l'interface mur-remblai, avec δ l'angle de frottement de l'interface. La réaction du sol R forme un angle ϕ par rapport à la normale au plan de glissement, avec ϕ l'angle de frottement du sol. La Figure 1.17b montre le diagramme de forces à l'état d'équilibre limite. L'Eq. 1.4 donne alors la relation entre le poids du remblai W et la poussée du sol P (relation trigonométrique entre sinus d'angles dans un triangle).

$$\frac{W}{\sin(90 + \lambda + \delta - \alpha + \phi)} = \frac{P}{\sin(\alpha - \phi)} \quad (1.4)$$

Après développement :

$$P(\alpha) = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left\{ \frac{\cos(\lambda - \alpha) \cos(\lambda - \beta) \sin(\alpha - \lambda)}{\cos^2 \lambda \sin(\alpha - \beta) \sin(90 + \lambda + \delta - \alpha + \phi)} \right\} \quad (1.5)$$

On trouve ensuite α minimisant la résistance du mur P :

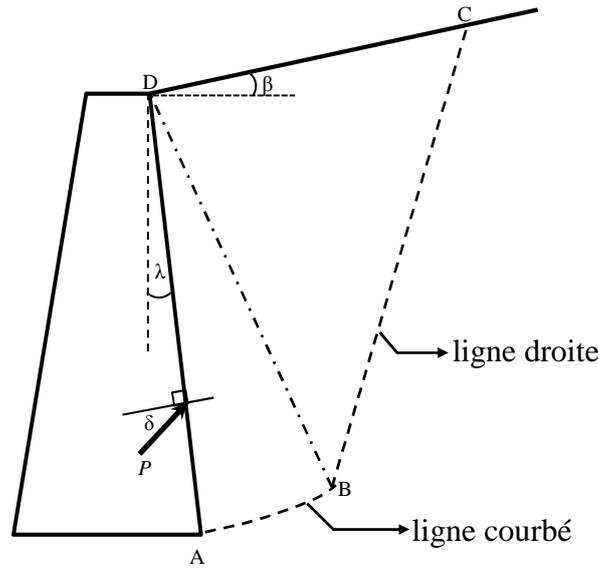


FIGURE 1.18: Poussée du sol avec une surface de rupture définie par morceaux

$$\frac{dP}{d\alpha} = 0 \quad (1.6)$$

On reconstitue finalement l'Eq. 1.5 avec la valeur α trouvée :

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (1.7)$$

avec :

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \lambda)}{\cos^2 \lambda \cos(\delta + \lambda) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \lambda) \cos(\lambda - \beta)}} \right\}^2} \quad (1.8)$$

On peut noter que si le frottement de la paroi amont du mur λ , la pente du remblai β et l'angle de frottement d'interface δ dans l'Eq. 1.8 sont nuls, cette équation se réduit à l'Eq. 1.2 de Rankine.

En 1882, Boussinesq [27] a indiqué que la surface de rupture utilisée dans le travail de Coulomb ne correspond pas à la surface de rupture réelle qui est plutôt courbée. Ceci s'aperçoit proche de la paroi amont du mur dû à la rugosité de l'interface mur-remblai. La Figure 1.18 montre un exemple d'un système avec une surface de rupture courbée en combinaison avec une surface droite. Le calcul à l'aide d'une surface de rupture courbée peut être pénible mais en prenant une hypothèse de surface de rupture elliptique, Caquot et Kerisel ont établi des tableaux de coefficients de poussée/butée [36, 87].

Une fois la force de poussée connue, on peut évaluer l'équilibre du mur. La Figure 1.19 montre le système d'équilibre limite choisi par Villemus [168] pour calculer la stabilité d'un MSPS sous chargement hydrostatique. Il considère deux mécanismes de rupture : glissement et

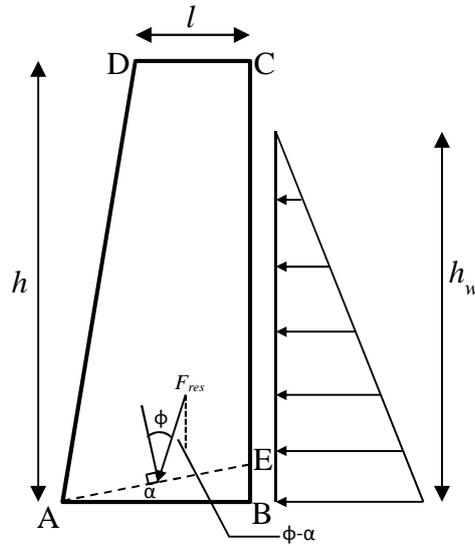


FIGURE 1.19: Poussée du sol avec un équilibre limite pour le mur

renversement dont chacun est analysé séparément.

Selon le mécanisme de rupture envisagé, Villemus introduit un coefficient de sécurité vis-à-vis du glissement F_g ou du renversement F_r pour évaluer la stabilité du mur. La force résistance du mur supposé rigide et qui s'applique sur la facette AE peut être décomposée en force verticale V et horizontale H . Le coefficient de sécurité au glissement F_g est calculé sur la base de la résistance au cisaillement le long de la surface de rupture dans le mur faisant un angle α avec l'horizontale. En supposant que le massif AECD se renverse autour d'un point A, le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement F_r est évalué en comparant le moment stabilisant M_{stab} et le moment renversant M_{renv} .

$$F_g = \frac{V \tan(\phi - \alpha)}{H} \quad (1.9)$$

$$F_r = \frac{M_{stab}}{M_{renv}} \quad (1.10)$$

Le point faible de cette approche réside dans le fait que l'angle de la surface de rupture du mur α par rapport à l'assise est inconnu. Villemus indique que cette valeur doit être définie par un essai expérimental. Pour la rupture au glissement, il propose néanmoins d'utiliser une valeur $\alpha = 11^\circ$ si le mur est constitué par des blocs bruts et $\alpha = 0^\circ$ si le mur est construit avec des pierres taillées.

Plus récemment, Mundell et al. [119] ont créé une simulation de l'équilibre limite pour éva-

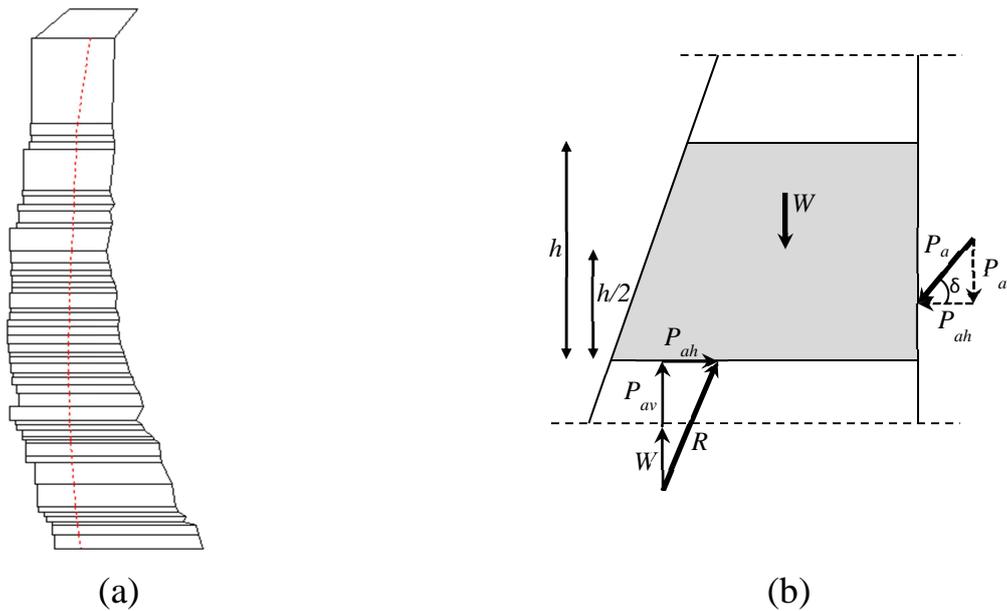


FIGURE 1.20: Modèle de Mundell : (a) vue générale (b) état d'équilibre

luer la stabilité d'un MSPS.² L'idée de cette simulation est basée sur le travail de Cooper en 1986 qui a analysé la stabilité du mur par tronçons [49]. La Figure 1.20a montre une vue générale du modèle construit dans la simulation de Mundell. Le MSPS est modélisé par couches successives dont la stabilité est vérifiée à chaque niveau. La force résultante sur chaque tronçon est évaluée du haut vers le bas avec la condition d'équilibre montrée dans Figure 1.20b.

Suite au travail de Mundell, Alejano et al. [6] utilisent la même idée pour calculer des formules analytiques des coefficients de sécurité d'un MSPS sous la poussée du remblai et la poussée hydrostatique. Trois modes de rupture ont été considérés : glissement sur le plan horizontal, renversement autour du plan horizontal et renversement autour du plan incliné du mur.

Analyse limite et calcul à la rupture

Comme vu précédemment, les approches d'équilibre limite utilisent des stratégies différentes : l'approche de Rankine utilise l'état d'équilibre limite du système basé sur le critère de Mohr-Coulomb, la méthode de Coulomb considère un état d'équilibre pour une surface de rupture supposée. Les solutions données par ces différentes stratégies ne sont donc que des formes approchées du problème exact. Il est en fait possible de trouver une solution en combinant ces deux approches qui permettent de donner une borne inférieure (*lower bound*) et une borne supérieure (*upper bound*) du problème exact. C'est l'objet de l'approche dite d'analyse limite qui s'appuie sur différentes hypothèses de travail [38] :

- Le comportement du matériau est supposé de type élastique-parfaitement-plastique.
- La surface de rupture est convexe.

2. www.bath.ac.uk/ace/research/cicm/structural-masonry/drystone-wall-analysis.html (accédé au 28 Avril 2014)

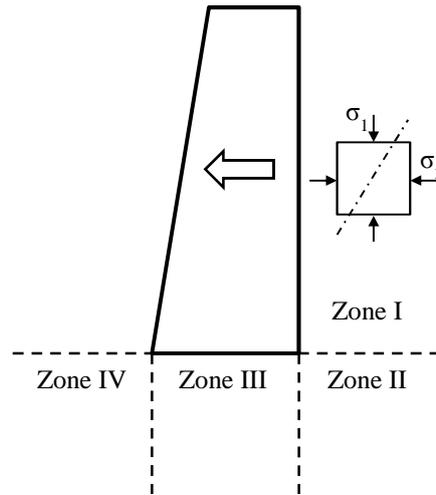


FIGURE 1.21: Zones considérées dans l'analyse limite : borne inférieure

- La déformation à la charge de rupture est négligeable.

La borne inférieure est définie par un champ de contrainte statiquement admissible. La contrainte de résistance σ_{ij} sous un tel chargement extérieur, doit être partout inférieure au critère de rupture $f(\sigma_{ij}) < 0$. Ce critère doit être satisfait partout dans le système.

D'un autre côté, la borne supérieure est obtenue par un calcul mettant en oeuvre un champ de vitesse cinématiquement admissible. En supposant un certain mécanisme de rupture, la rupture est initiée selon la surface de rupture supposée si la puissance extérieure de la sollicitation est supérieure à la puissance intérieure du système.

Prenons le problème d'un MSPS sollicité par un remblai de versant incliné comme présenté auparavant. La méthode de Rankine donne en fait le résultat par borne inférieure, parce que cette méthode vérifie $f(\sigma_{ij}) < 0$. Pourtant, seul le sol derrière le mur (zone I dans la Figure 1.21) est considéré à l'équilibre limite. L'équilibre des zones II, III et IV dans la Figure 1.21 n'est pas évalué, outre le frottement du mur-remblai qui n'est pas aussi pris en compte. La méthode de Rankine ne peut alors pas être considérée comme relevant de l'analyse limite [139].

La Figure 1.22 montre la poussée du mur avec un champ de vitesse cinématiquement admissible. La borne supérieure de la solution du problème exact est calculée par la conservation de la puissance. Comme l'interface est lisse, la puissance ne fait intervenir que le terme de puissance extérieure du poids du sol W se déplaçant dans la direction verticale et la puissance de la résistance latérale P se déplaçant dans la direction horizontale :

$$\left(\frac{1}{2}\gamma H^2 \cot \alpha\right)(\vec{V} \sin(\alpha - \phi)) - P\vec{V} \cos(\alpha - \phi) = 0 \quad (1.11)$$

Donc :

$$P(\alpha) = \frac{1}{2}\gamma H^2 \cot \alpha \tan(\alpha + \phi) \quad (1.12)$$

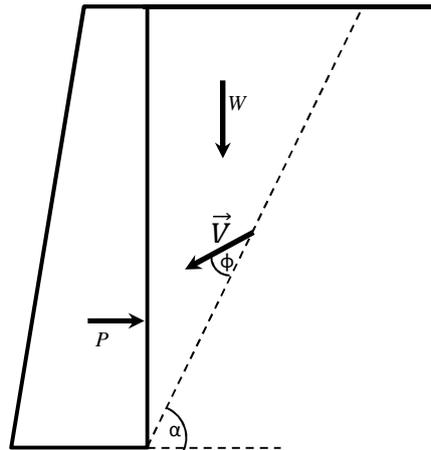


FIGURE 1.22: Analyse limite de borne supérieure pour l'interface sol-mur sans frottement

En minimisant la valeur P avec la même technique montrée dans l'Eq. 1.6, la poussée du sol peut être déterminée :

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (1.13)$$

Cette équation donne le même résultat que celui donné par la méthode d'équilibre limite de Coulomb admettant la même géométrie et conditions aux limites.

L'existence d'une limite inférieure et supérieure pour le domaine solution est la conséquence de la forme convexe du domaine de résistance du matériau. Quel que soit l'écoulement plastique du matériau, il est possible de déterminer ce domaine si seulement le critère de rupture est connu. Cette méthode plus générale de l'analyse limite a été surnommée "calcul à la rupture" ou en anglais *yield design*, et formalisée par Salençon [148].

Pour trouver la solution, le calcul à la rupture a besoin seulement des données suivantes : la géométrie du système, le mode de chargement Q et le critère de rupture. La résolution du problème par un calcul à la rupture donne des valeurs limites du domaine K qui est aussi appelé domaine des chargements "potentiellement supportables" car (1) le domaine K est naturellement la borne supérieure de la solution et (2) le comportement réel du matériau est inconnu. Autrement dit, il est probable que la rupture se produise avant que la contrainte arrive à la frontière du domaine K .

Il existe deux approches principales pour trouver la solution du domaine K montré dans Figure 1.23 : l'approche statique par l'intérieur et l'approche cinématique par l'extérieur. Le détail de la méthode de calcul à la rupture peut être trouvée dans [147, 55, 43, 149].

L'application du calcul à la rupture aux maçonneries à joints secs nécessite la connaissance des critères de résistance des matériaux impliqués, à savoir celui du matériau remblai, du matériau constitutif du mur et du matériau constitutif de l'interface remblai-mur. Un critère de

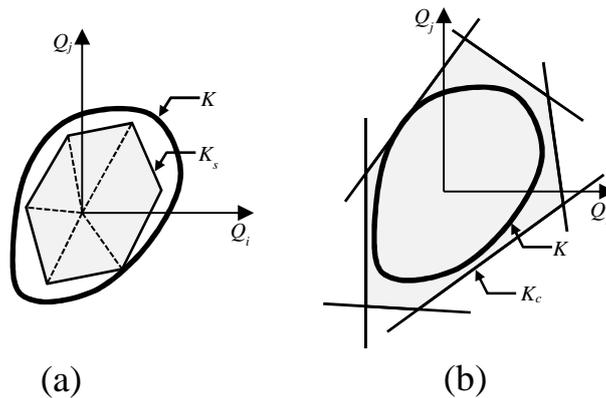


FIGURE 1.23: Domaine de chargement potentiellement supportable par le calcul à la rupture : (a) approche par l'intérieur K_s (b) approche par l'extérieur K_c

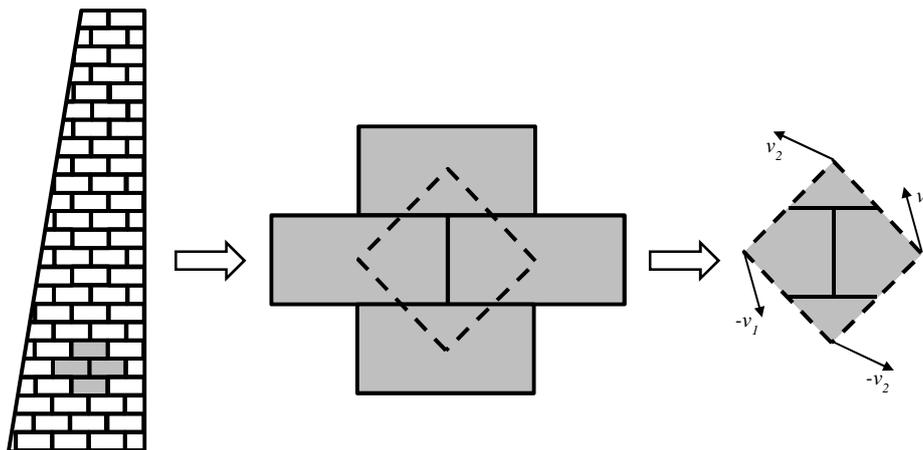


FIGURE 1.24: Homogénéisation d'un MSPS et son mécanisme de rupture [54]

résistance du sol-remblai qui peut être choisi est celui de Mohr-Coulomb. Pour celui de l'interface sol-remblai, un critère de même type peut être choisi. Le critère de résistance d'un MSPS a été établi par de Buhan et de Felice [54] en 1997. Ce dernier donne le domaine de résistance d'un MSPS homogénéisé associé au mécanisme de rupture cinématique du VER (volume élémentaire représentatif) (Figure 1.24). Enfin, en supposant la cinématique de rupture du système mur-remblai qui peut être déduit de l'observation expérimentale (Figure 1.25), la hauteur critique de chargement correspondant au mode de rupture choisi est calculée par recherche d'un minimum pour les inconnues géométriques introduites pour définir la cinématique de rupture.

Villemus [167] et Colas [43] ont appliqué ce travail fondamental au calcul réel d'un MSPS et ont proposé plusieurs publications où deux modes de rupture sont considérés : glissement et renversement. Plusieurs validations ont été publiées, tant sur la base de modèle réduit [45] que sur des expériences à l'échelle 1 [44, 47, 48]. Plus récemment, la généralisation de cette

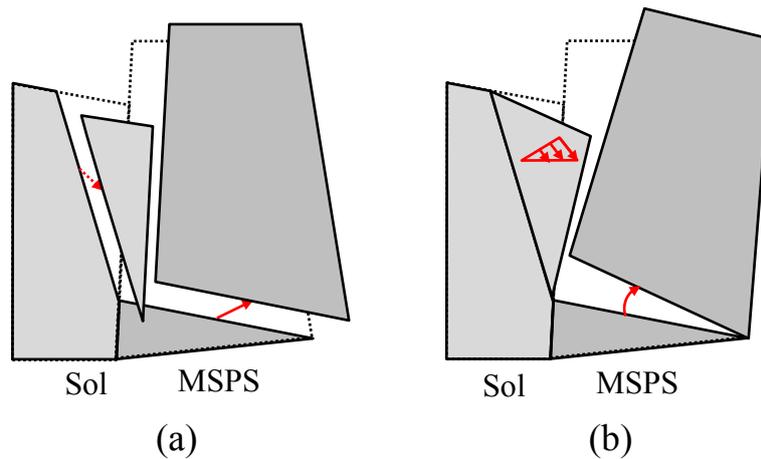


FIGURE 1.25: Cinématique de rupture d'un MSPS chargé par un remblai : (a) Glissement (b) Renversement

approche au cas 3D a été abordée dans la thèse de Le [96].

L'intérêt d'utiliser la méthode de calcul à la rupture est qu'une fois la formule analytique issue du calcul à la rupture est déduite, trouver la valeur critique du domaine K est simple. Dans le cas d'un chargement d'un MSPS chargé par un remblai, la hauteur critique du remblai est la quantité à trouver.

1.4.3 Approches macromécanique et micromécanique

L'approche macromécanique est une méthode permettant de trouver la réponse d'un système déterministe connaissant la loi homogénéisée contrainte-déformation écrite à l'échelle du volume élémentaire représentatif (VER). Il existe de nombreuses approches numériques formulées sur cette base comme la méthode aux éléments finis et la méthode des différences finies.

Le défi de la modélisation d'un MSPS par une approche macromécanique est de trouver une méthode appropriée pour homogénéiser le comportement mécanique du mur. Il faut noter que la méthode de calcul à la rupture décrite dans la section précédente utilise aussi la technique de l'homogénéisation. Néanmoins, celle-ci est utilisée seulement pour trouver le critère de résistance du mur. Les différentes approches analytiques permettant d'homogénéiser un MSPS peuvent être trouvées dans l'étude de Lourenço et al. [102].

Une autre stratégie pour modéliser le comportement discret de blocs est l'utilisation d'éléments joint/interface entre des mailles éléments finis, ce qui a été fait par Zhang et al. [181]. Ils ont utilisé le logiciel VISAGE pour modéliser des murs issus de l'expérience de Burgoyne.

Cette dernière approche suggère plutôt l'usage d'une approche micromécanique ou méthode aux éléments discrets comme l'approche proposée par Cundall et Strack en 1979 [53].

La première simulation d'un MSPS avec l'approche micromécanique est probablement faite par Dickens et Walker en 1996 [64]. A l'issue de leur observation de la forme du Mur du Grand Zimbabwe [173], ils ont modélisé le mur d'enclos du Grand Zimbabwe par le logiciel UDEC (code aux éléments discrets : code ITASCA). En introduisant l'instabilité dans le mur (e.g. : suppression d'un bloc, tassement de l'assise), ils souhaitaient reproduire la présence d'un ventre observé sur ce mur (Figure 1.26a).

La validation du modèle micromécanique pour modéliser des MSPS est essentiellement apportée par Harkness et al. [71] (Figure 1.26b). Ils ont modélisé l'expérience réalisée par Burgoyne sur des murs par le logiciel UDEC et ils ont trouvé un bon accord entre expérience et simulation en termes de hauteur critique et de stabilité. Ce travail a encouragé plusieurs études paramétriques [138, 42] pour étudier le comportement à la rupture en déformation plane d'un MSPS (i.e. : renversement et/ou glissement). Concernant le mode de rupture par formation d'un ventre dû à la déformation du sol de fondation, on peut citer le travail qualitatif de Walker et al. en 2007 [172] qui a essayé de retrouver ce mode de rupture (Figure 1.26c) par l'utilisation d'un modèle en déformation plane (logiciel UDEC).

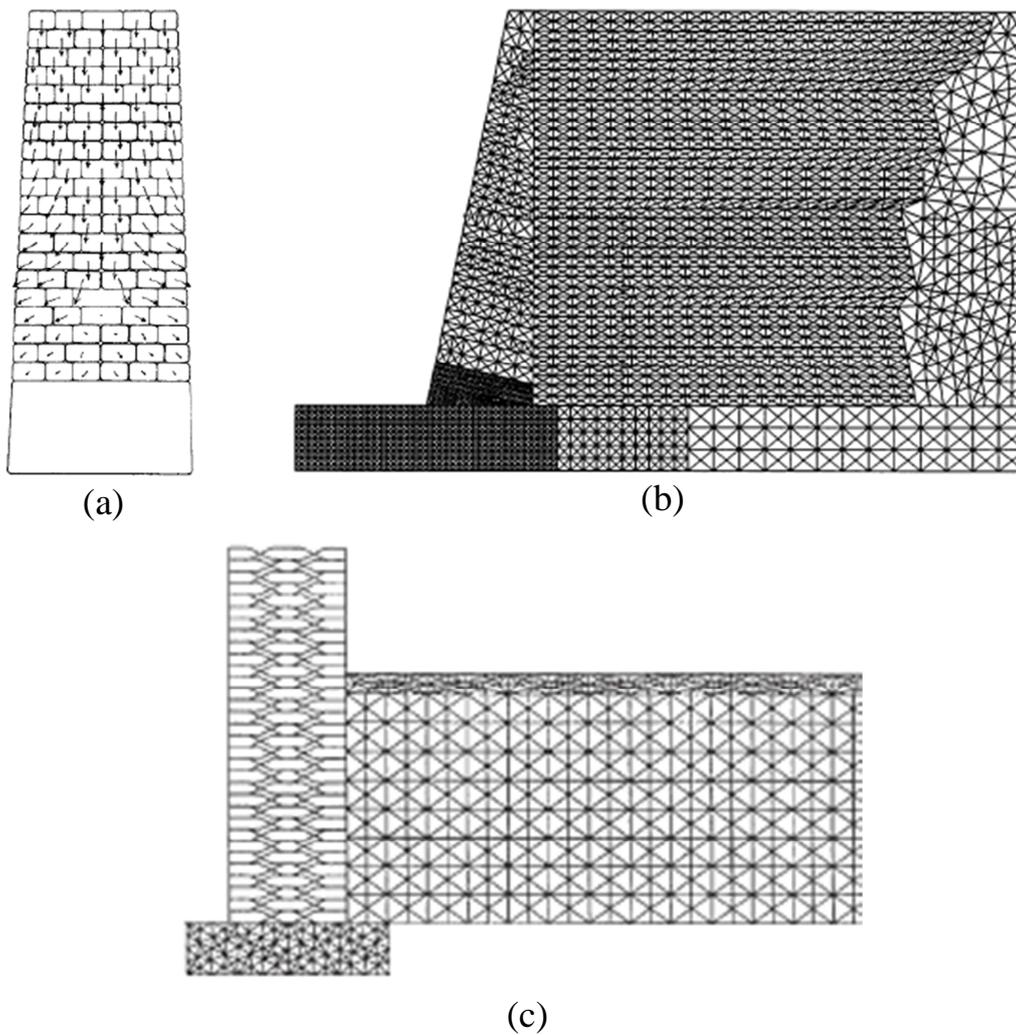


FIGURE 1.26: Quelques études numériques "2D" de MSPS : (a) Etude de stabilité du mur d'enclos de Walker [173] (b) Validation d'un modèle discret par Harkness [71] (c) Etude de stabilité sous la sollicitation localisée de Walker [172]

1.5 Conclusion

Le calcul de résistance des MSPS par un calcul à la rupture est validé [44, 47, 48]. Néanmoins, cette approche est limitée dans certains aspects : (1) Le critère de résistance est défini en supposant une certaine forme et configuration régulière des blocs ; (2) Le chemin de déformation du mur due à une mobilité entre blocs est inconnue ; (3) Le résultat déduit correspond à la borne supérieure du domaine de résistance.

La capacité d'un modèle discret 2D à rendre qualitativement compte des phénomènes dans les MSPS a déjà été bien validée par plusieurs auteurs [71, 138, 42]. Une validation quantitative n'a jamais été faite pour l'instant.

Dans ce travail, deux modes de rupture seront étudiés, un mode en déformation plane (appelé 2D ici) dû à une poussée excessive d'un remblai et un mode 3D complet dû à l'existence d'une charge concentrée excessive en tête de mur à la surface du remblai. Le but sera de mieux appréhender les éléments du système mur-remblai facilitant la rupture ou au contraire ceux qui n'ont que peu d'effet sur la rupture observée.

Le mur, le remblai et l'interface d'un MSPS peuvent être modélisés par une approche macro-mécanique ou micromécanique dans son ensemble, ou par un mélange de ces approches. Dans cette thèse, le mur sera systématiquement appréhendé comme un milieu discret, le remblai pouvant être ensuite modélisé comme un milieu continu ou discret. Ainsi le MSPS sera modélisé par les approches suivantes :

- Modèle micromécanique 2D avec le logiciel PFC2D.
- Modèle discret-continu 2D de déformation plane en utilisant le logiciel UDEC.
- Modèle discret-continu 3D avec le logiciel 3DEC.

La modélisation viendra conforter les résultats expérimentaux tout comme appuyer les résultats produits par des approches plus simples tels que les calculs à la rupture, plus aptes à produire des abaques de dimensionnement utilisables par des ingénieurs ou des artisans de la pierre sèche.

Chapitre 2

Rupture en déformation plane : approche discrète pure

Dans ce chapitre, nous avons choisi d'utiliser un modèle discret pour retrouver la rupture en déformation plane des MSPS. Le remblai est alors modélisé par un ensemble de particules individuelles et le mur est construit en utilisant des blocs discrets.

La Figure 2.1 schématise les trois ensembles mécaniques composant le modèle discret global : (1) Les blocs discrets assemblés de manière régulière ; (2) Les grains du remblai ; (3) La zone de transition entre parois amont du mur et le remblai qui n'est autre qu'une interface.

Une approche 2D est utilisée pour retrouver la rupture en déformation plane des MSPS, rupture due à un chargement uniforme excessif du mur. L'approche 2D pour un tel problème est correcte à partir du moment où le système est pilotée par les contraintes¹ [61, 134, 28]. Le logiciel PFC2D (Particle Flow Code), qui traite le problème d'interaction entre objets de forme circulaire par une approche de dynamique moléculaire, est utilisé à cet effet.

Les principes de base de l'approche discrète utilisée par PFC sont :

- Les objets premiers en interaction sont des disques rigides ;
- L'interaction met en jeu une loi mécanique écrite au contact entre les disques ;
- L'équation du mouvement, écrite pour l'ensemble des particules, est une équation dynamique, explicite, résolue après avoir reactualisé les valeurs des actions issues du pas de calcul précédent.

La loi de contact la plus simple que l'on peut utiliser est la loi élastique linéaire avec frottement de Coulomb. Avec cette loi mécanique, le comportement microscopique est déterminé par les rigidités élastiques de contact (k_n et k_s) et le frottement local ϕ^l . La normale au plan de contact est définie par le vecteur de contact.² Plus de détails concernant la modélisation discrète utilisée par le logiciel PFC sont donnés en Annexe C.

La géométrie des systèmes étudiés et les paramètres mécaniques des matériaux sont tirés

1. Une modélisation 2D du comportement de matériaux granulaires fait toujours apparaître une dilatance excessive, même si l'état du matériau est extrêmement lâche [179].

2. Le vecteur de contact se dirige du centre d'un disque à l'autre centre de disque en contact.

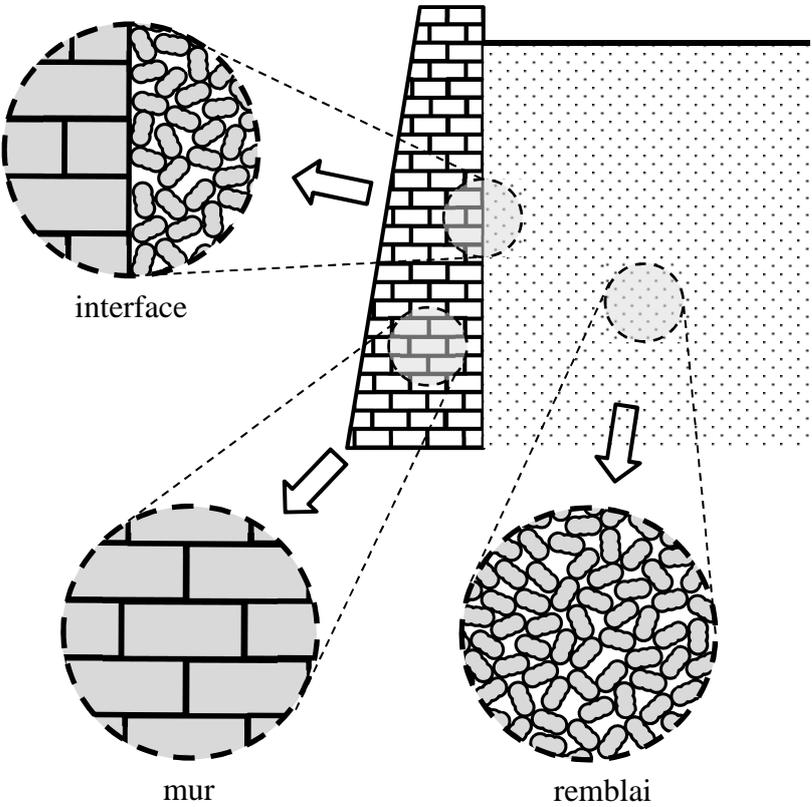


FIGURE 2.1: Ensembles mécaniques impliqués dans l'étude des MSPS.

TABLE 2.1: Résistance de certains géomatériaux [76].

Catégorie	Résistance sous l'essai compression simple (MPa)	Géomatériaux
Extrêmement dur	>250	Diabase, gneiss, granite, quartzite
Très dur	100-250	Grès, basalte, gabbro, gneiss, calcaire, marbre
Dur	50-100	Calcaire, marbre, grès, schiste
Assez dur	25-50	Béton, schiste, siltite
Faible	5-25	Craie, halite

des travaux expérimentaux de Villemus et al. [167] et Colas et al. [43] décrits dans le chapitre précédent. Les paramètres microscopiques qui doivent être identifiés à partir de la connaissance des résultats d'essais macroscopiques seront identifiés de manière empirique (type essai-erreur) sur des chemins similaires aux essais réels. Pour des raisons de clarté, nous séparerons les trois sous-ensembles mécaniques associés aux MSPS pour identifier les paramètres mécaniques associés aux objets discrets qui les composent.

2.1 Mur : identification des propriétés mécaniques des blocs

Les MSPS sont constitués de blocs séparés par des joints secs. Le choix du matériau de construction d'un MSPS dépend du matériau disponible localement. A titre d'exemple, on donne dans le Tableau 2.1 la résistance de certains matériaux utilisés dans la construction.

Dans la plupart des cas, le MSPS a une hauteur comprise entre 1 à 5 m, mais il est possible d'en rencontrer qui aillent jusqu'à 20 m de hauteur [6]. Si on considère la densité de la pierre égale à 3000 kg/m^3 (une valeur très conservatrice), la contrainte moyenne au pied d'un MSPS de 20 m de hauteur sera de l'ordre de 0,6 MPa. Même en tenant compte de la contrainte engendrée par la poussée du remblai, la contrainte globale agissant sur l'ouvrage est encore très petite comparée à la résistance de la pierre. Aussi, en l'absence de matériau gélif ou fortement altéré, la rupture d'un MSPS ne met pas en jeu une rupture interne des blocs et la ligne de rupture contournera alors ces objets.

Par ailleurs, des essais de compression réalisés sur des triplets [160] montrent que la déformation de l'ensemble des blocs résulte principalement de la déformation du joint entre blocs et moins de la déformation-même du bloc. L'hypothèse d'un modèle de bloc rigide avec contact déformable, utilisée par le logiciel PFC, est alors tout à fait recevable.

La géométrie extérieure d'un bloc est reconstituée numériquement par chevauchement de disques. La taille des disques choisie doit permettre de recréer une forme régulière tout en mi-

nimisant le nombre de particules pour économiser les temps de calcul. La forme sera en général aussi évidée pour les mêmes raisons. La densité donnée à chaque particule doit alors permettre de retrouver la densité d'un bloc réel.

Le comportement de deux blocs rigides en contact dépend de deux paramètres locaux essentiels : une micro-rugosité (rugosité d'aspérités ou fréquence d'aspérités haute) et une macro-rugosité d'interface (fréquence d'aspérités moyenne, voir Annexe A), la première rendant compte d'un frottement local dû au grain naturel de la surface du bloc, la deuxième rugosité expliquant la dilatance observée lors d'un essai de cisaillement entre deux blocs. Deux modèles de contact peuvent alors être envisagés : (1) bloc avec rugosité géométrique (macro-rugosité) accompagnée de la définition d'un frottement local représentant l'effet spécifique de la micro-rugosité, (2) bloc ne tenant pas compte de la rugosité géométrique et le frottement local prend en compte essentiellement la résistance au cisaillement entre blocs due à la micro-rugosité mais aussi indirectement l'effet de la macro-rugosité.

Pour des questions de temps de calcul, on ne construit pas les blocs individuellement pour ensuite les placer en lits successifs et construire un mur. Une autre méthode est choisie où le volume plein du mur est d'abord construit avant d'être partitionné en blocs individuels.

2.1.1 Bloc avec rugosité géométrique

La Figure 2.2 montre les étapes de construction d'un MSPS. D'abord des disques sont générés de manière régulière (afin de contrôler la macro-rugosité) selon l'inclinaison des joints subhorizontaux α . La géométrie du mur est alors façonnée en supprimant les particules extérieures à la géométrie du mur final. Ensuite, on sépare l'ensemble des disques en blocs individuels (clusters) selon la géométrie souhaitée. Enfin, les blocs sont évidés pour diminuer les temps de calculs. Le centre de gravité, la masse et l'inertie des blocs sont calculés pour chaque bloc et ces nouvelles informations sont utilisées pour l'équilibre dynamique du système global. Cependant, les déplacements et rotations de chaque particule peuvent être obtenus à partir du vecteur cinématique associé à chaque bloc.

L'essai de cisaillement direct bloc-bloc est l'essai classiquement utilisé pour trouver l'angle de frottement bloc-bloc. Par exemple, Villemus a réalisé trois essais expérimentaux de cisaillement direct en prenant des boîtes de $6 \times 6 \text{ cm}^2$, $30 \times 30 \text{ cm}^2$ et $100 \times 100 \text{ cm}^2$ [168]. L'angle de frottement bloc-bloc est donné dans la partie 1.4.

Sous PFC, en utilisant une loi de contact linéaire, le frottement global d'interface bloc-bloc dépend des paramètres suivants : la rugosité (géométrique) du bloc, l'angle de frottement local aux contacts et la contrainte de confinement appliquée. La rugosité géométrique réelle R_a d'un bloc naturel calcaire est inférieure au cm ; on utilisera alors des disques de 8 mm de diamètre pour créer les blocs et façonner la rugosité géométrique. Une étude paramétrique sur la base de simulations de l'essai de cisaillement direct est présentée pour évaluer l'importance de chaque paramètre mécanique sur le comportement de l'interface bloc-bloc. La Figure 2.3 montre l'illustration d'un contact bloc-bloc entre deux blocs présentant une macro-rugosité.

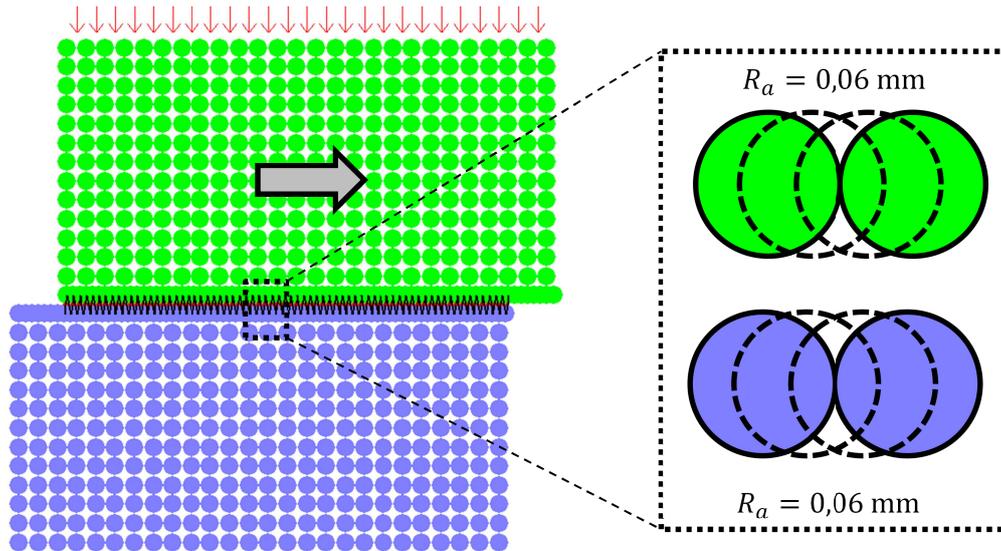


FIGURE 2.4: Essai de cisaillement direct sur des blocs de rugosité moyenne R_a de 0,06 mm.

Deux blocs de même taille de 20 cm de largeur ont été créés. La rugosité est introduite en variant l'espacement des disques à l'interface des blocs. La Figure 2.4 montre le modèle de l'essai de cisaillement direct avec des blocs de rugosité moyenne $R_a = 0,06 \text{ mm}$ ³. Une contrainte de confinement est appliquée sur le bloc supérieur. Ensuite, ces deux blocs sont cisailés en mettant une vitesse de déplacement de $5 \cdot 10^{-4} \text{ m/s}$ jusqu'à l'arrivée à un déplacement relatif de 2 cm entre le bloc supérieur et le bloc inférieur qui est maintenu fixe. Le calcul de la rugosité moyenne d'une interface est expliquée dans l'Annexe A.

En premier lieu, nous avons étudié l'influence de la rigidité de contact sur le frottement moyen d'interface trouvé à partir de simulations d'essais de cisaillement direct. Dans ce travail de thèse, les rigidités de contact (normale et tangentielle) auront des valeurs identiques. Une contrainte normale d'interface initiale de 50 kPa, une rugosité moyenne R_a de 0,06 mm et un angle de frottement local de 25° sont considérés. La Figure 2.5a indique que le frottement d'interface peut atteindre de manière instantanée des valeurs plus hautes lorsque la rigidité de contact est forte mais que la valeur moyenne du frottement n'est pas altérée par cette modification. Pour éviter une fluctuation importante du frottement à l'interface, il est alors préférable d'utiliser une valeur de rigidité plutôt faible de $5 \cdot 10^5 \text{ Pa}$ ⁴.

Ensuite, l'effet de la contrainte normale sur l'interface est étudié. On choisira une rigidité aux contacts de $5 \cdot 10^5 \text{ Pa}$, une rugosité moyenne R_a de 0,06 mm et un angle de frottement local de 25° . Dans les expériences de Villemus et al. et de Colas et al., les murs ont des hauteurs de l'ordre de 2,5 m à 4 m, l'ordre de grandeur de la contrainte normale maximale qui sera appliquée sur les blocs en pied de mur sera de l'ordre de 50 kPa à 100 kPa. La Figure 2.5b montre qu'en augmentant la contrainte moyenne de 50 kPa à 100 kPa, l'angle de frottement interne moyen ne change pas ; par contre la fluctuation de l'angle instantané grandit.

3. Ici les blocs n'ont pas été évidés car les temps de calcul ne l'exigent pas.

4. La rigidité aux contacts k_c dépend de la rigidité insérée aux deux disques en contact, calculé avec la formule suivante : $\frac{1}{k_c} = \frac{1}{k_{d1}} + \frac{1}{k_{d2}}$. Ici, on utilise "la rigidité des disques" de 10^6 Pa

La Figure 2.5c montre l'influence de la rugosité moyenne R_a sur l'amplitude de variation de l'angle de frottement d'interface autour de sa valeur moyenne. La technique d'obtention des différentes rugosités étudiées de 0,73 mm, 0,14 mm, 0,06 mm et 0,03 mm est donnée dans la Figure 2.6. Dans cette série de simulations, les rigidités de contact sont prises égales à $5 \cdot 10^5$ Pa avec une contrainte normale de 50 kPa et un angle de frottement local de 25° . Cette figure montre clairement que la fluctuation de l'angle de frottement diminue proportionnellement à la diminution de la taille de rugosité sans avoir d'influence sur la valeur moyenne de l'angle de frottement de l'interface (voir aussi Figure 2.5d).

Les expériences de Villemus ont montré que l'angle de frottement d'interface moyen bloc-bloc sur des pierres naturelles est très légèrement supérieur (1°) à celui trouvé dans un essai où les blocs ont été découpés. Cela semble indiquer que l'angle de frottement résulte essentiellement de l'existence d'une micro-rugosité (grains de la roche) et beaucoup moins de l'existence d'une macro-rugosité. La dilatance observable lors d'essais sur des matériaux réels ne contribue donc que faiblement à la résistance au cisaillement d'interface. Dans une modélisation, la macro-rugosité (créée par la géométrie extérieure des blocs) a tendance à amplifier les variations de comportement autour d'un comportement moyen, ce qui n'est pas recherché car seul le comportement moyen d'un MSPS nous intéresse dans ce travail. Nous nous tournerons alors vers une modélisation d'un bloc qui ne prend pas en compte dans la loi de contact l'effet de la macro-rugosité. Ici, par raccourci, nous qualifierons cette modélisation de modélisation de bloc sans macro-rugosité.

2.1.2 Bloc sans macro-rugosité

Les étapes de construction d'un MSPS sans prise en compte mécanique de la macro-rugosité au niveau de la loi de contact bloc-bloc sont montrées dans la Figure 2.7. Dans un premier temps, on construit un échantillon périodique de 50×50 cm² composée par des disques de 8 à 11 mm. Dans cette phase, on pose que le frottement est nul aux contacts. Cet échantillon périodique est copié selon la hauteur et la largeur du mur souhaitée. La géométrie du mur final est alors façonnée et chaque bloc (cluster) est découpé dans l'ensemble de particules puis évidé. On notera que la forme des blocs est ici irrégulière mais nous verrons plus loin que cette irrégularité n'est pas prise en compte dans le calcul. Enfin, nous soulignons que cette technique de construction est plus rapide en termes de temps de calcul que la précédente de l'ordre de quelques dizaines de minutes.

L'usage d'une modélisation sans prise en compte de la macro-rugosité a l'avantage de ne pas imposer une taille stricte de particule pour constituer la forme extérieure du bloc. On est alors tenté de minimiser le nombre de particules pour la modélisation d'un bloc, ce qui ira dans le bon sens vis-à-vis des temps de calcul. Ici, la loi de contact de joint souple (*smooth joint*) [84], qui est une loi moyennée, est utilisée pour modéliser le contact bloc-bloc. Cette loi de contact nous permet de définir arbitrairement le plan de contact, indépendamment du vecteur de contact entre deux particules formant la forme extérieure de deux blocs en contact. Dans ce cas, on pose que le plan d'un contact est le plan moyen de la surface extérieure d'un bloc. Une telle loi de contact implique que l'angle de frottement d'interface (global) est égal à l'angle de frottement

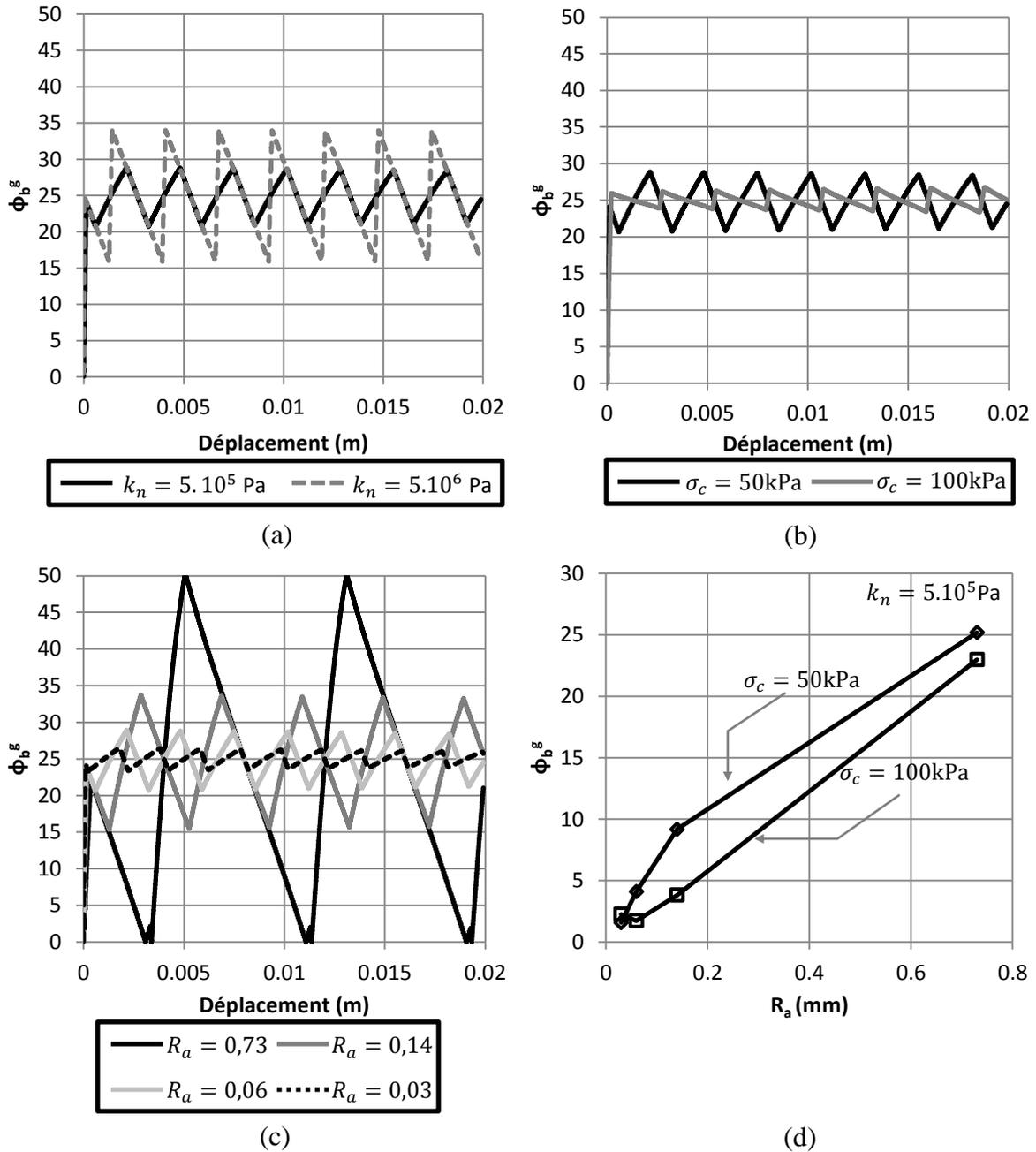


FIGURE 2.5: Résultat de l'essai de cisaillement direct bloc-bloc : (a) Variation de la rigidité (b) Variation de la contrainte normale initiale (c) Variation de la rugosité (d) Amplitude de l'angle de frottement bloc-bloc en fonction de la rugosité.

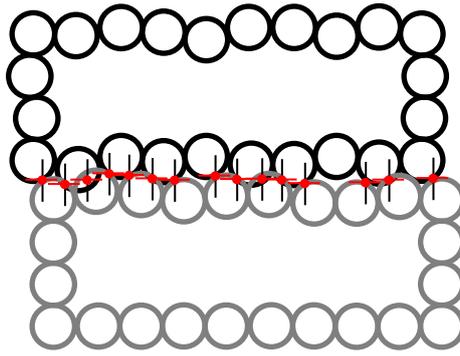


FIGURE 2.8: Contact plan bloc-bloc du type joint-souple.

local (voir Figure 2.8).

La valeur de la rigidité de contact bloc-bloc dépend de la force maximale envisagée la plus critique. Comme les contacts sont déformables, le chevauchement aux contacts doit être impérativement inférieur au rayon minimal du disque le plus petit utilisé pour construire le bloc soit ici de 4 mm. On supposera que la force ponctuelle maximale représentative pour des blocs appartenant à un mur est celle obtenue au moment de la rupture par renversement sur le bloc en bas du parement aval (voir Figure 1.8b). En prenant une valeur conservatrice du poids volumique de 2500 kg/m^3 pour un mur de 4 m de hauteur et 1 m de largeur, on trouve que le poids du mur est environ 100 kN. En utilisant une rigidité normale (et tangentielle) de 10^8 Pa/m et un bloc de 30 cm de largeur, le chevauchement au contact reste inférieur à $\approx 3 \text{ mm}$, ce qui est conservatif.

A titre illustratif, un essai de cisaillement sur plan incliné (*tilt test*) est montré en Figure 2.9(a-d) pour un angle de frottement de contact local bloc-bloc ϕ_b^l égal à 30° . Tant que l'inclinaison du plan ϕ_b^g sur lequel repose les blocs reste inférieur à l'angle de frottement bloc-bloc ϕ_b^l , le bloc supérieur reste immobile (Figure 2.9(a,b)). On notera que le glissement apparaît quand l'inclinaison de bloc atteint $(\phi_b^l + \Delta\phi)$, i.e. : $\phi_b^g > 30^\circ$, ou 31° comme montré dans Figure 2.9d. Théoriquement, ce résultat est attendu strictement pour la valeur 30° (voir Figure 2.9c).

On doit noter que même si le diamètre des particules constitutives d'un bloc et la granulométrie choisie pour ce modèle sans macro-rugosité ne jouent pas sur le comportement bloc-bloc, ce choix détermine la rugosité de l'interface mur-remblai, qui ici par le contact grain du remblai - paroi de bloc sera du type contact linéaire. La justification du choix de la granulométrie des particules pour reconstituer un bloc sera alors discutée dans la section 2.3.

2.1.3 Bilan

Des expériences de cisaillement sur blocs ont montré que l'angle de frottement du contact bloc-bloc dépend essentiellement de la micro-rugosité. Des simulations numériques discrètes effectuées sur des blocs possédant une macro-rugosité révèlent de fortes fluctuations pour l'angle de frottement d'interface autour d'une valeur moyenne, ce qui peut constituer un inconvénient

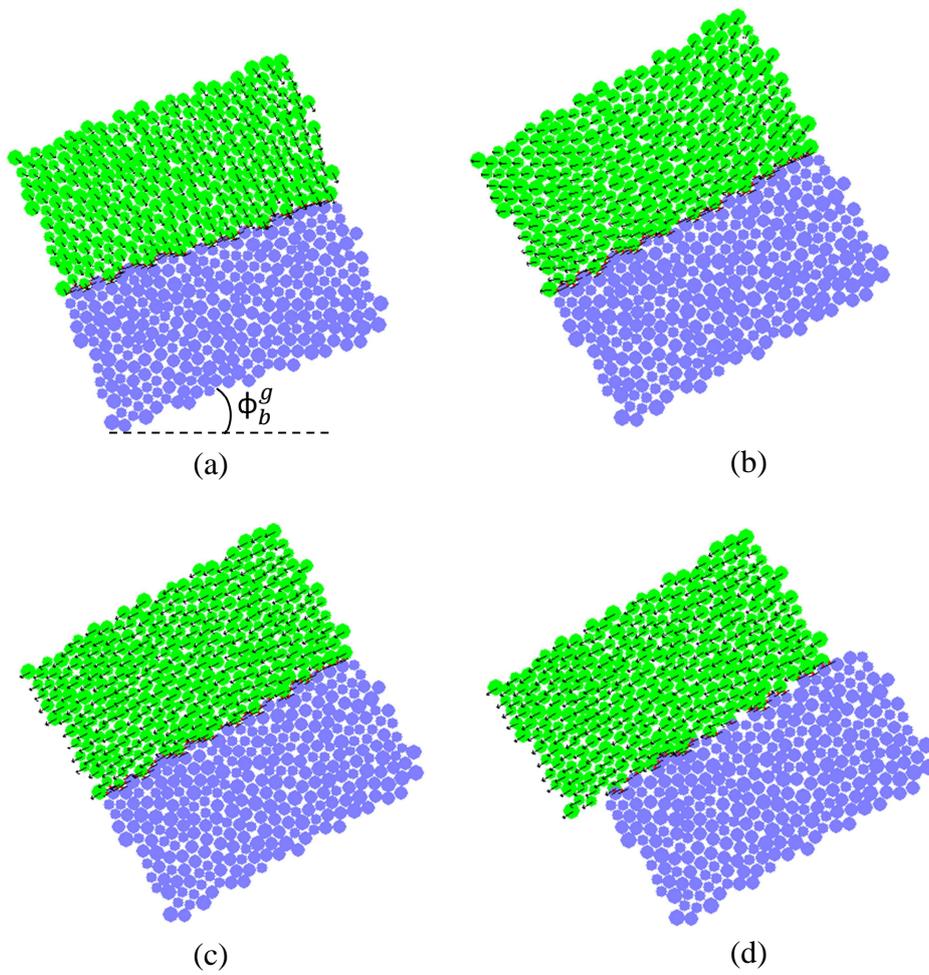


FIGURE 2.9: Essai de cisaillement sur plan incliné avec $\phi_b^l = 30^\circ$: (a) $\phi_b^g = 20^\circ$ (b) $\phi_b^g = 29^\circ$
(c) $\phi_b^g = 30^\circ$ (d) $\phi_b^g = 31^\circ$



FIGURE 2.10: Gravier roulé-allongé utilisé dans la campagne expérimentale de Colas et al. [43].

si seul le comportement moyen d'un MSPS doit être retrouvé. Par ailleurs, l'usage de particules de faibles diamètres pour reconstituer la macro-rugosité induira des temps de calcul plus longs car le pas de temps de calcul critique dépend de la taille de la plus petite particule dans le système. Une loi de contact bloc-bloc où la macro-rugosité n'est pas prise en compte est alors préférée.

Pour ce modèle de bloc sans macro-rugosité, l'interface bloc-bloc utilise une loi de contact de joint souple. C'est une loi moyennée où le plan de contact moyen est défini en accord avec le profil moyen du bloc. Pour la suite, les rigidités de contact normale et tangentielle des objets seront fixées à 10^8 Pa. L'angle de frottement local qui est, par ce modèle de contact, égal à l'angle de frottement global d'interface trouvé par essai de glissement sur plan incliné, dépendra du matériau considéré.

2.2 Remblai : identification des propriétés mécaniques

Dans l'expérience à l'échelle 1 de Colas et al. [43], les MSPS sont chargés par un gravier de rivière, roulé et de forme allongée (voir Figure 2.10). La courbe granulométrie du matériau est linéaire entre un diamètre minimal de 8 et maximal de 16 mm. L'angle de frottement interne a été identifié par un essai triaxial (diamètre de cellule de 15 cm de diamètre et de hauteur 30 cm) consolidé-drainé pour un matériau dans un état très lâche. Trois valeurs de pression de confinement différentes (20, 50 et 100 kPa) ont été étudiées ; elles correspondent à la gamme de pressions de confinement dans le remblai lors des expériences réalisées par Colas et al. La Figure 2.11 montre le résultat des essais triaxiaux [43].

Les paramètres élastiques (en fait hypoélastiques) du sol sont identifiés au début de la phase

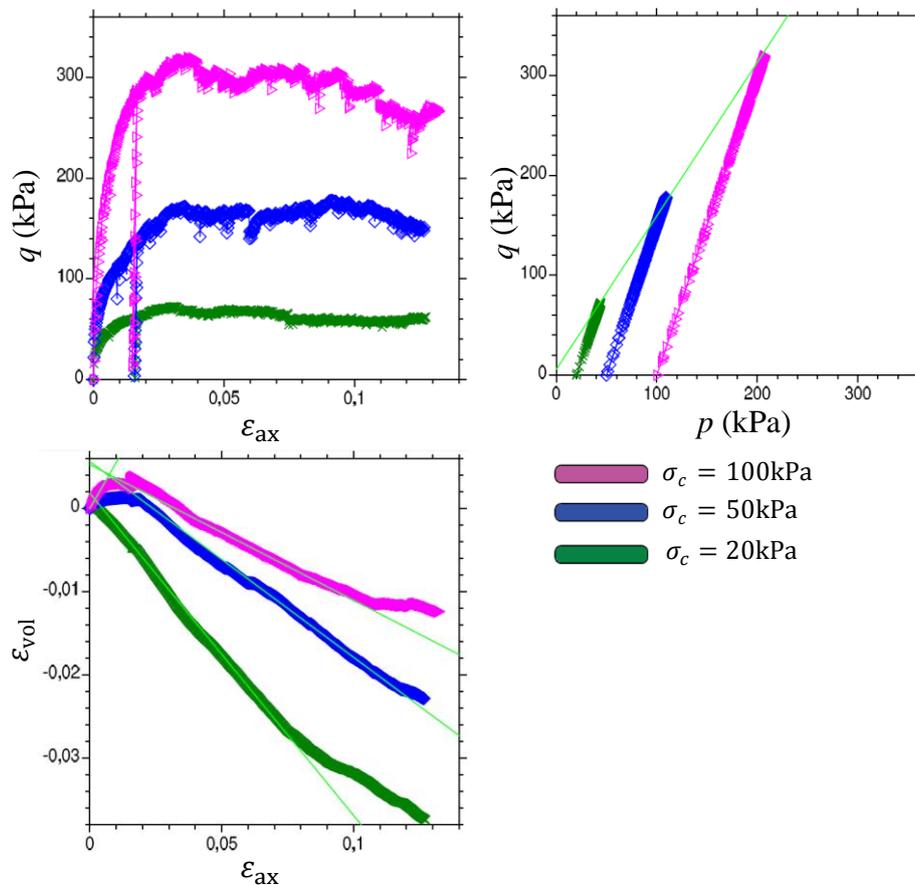


FIGURE 2.11: Essai triaxial sur le gravier roulé sec [43].

déviatorique de l'essai. Ces paramètres sont : (1) le coefficient de Poisson de 0,22 et (2) le module de Young qui vaut 60 MPa, 117,5 MPa et 138,8 MPa pour les contraintes de confinement de 20, 50 et 100 kPa respectivement. On observe que pour toutes les valeurs de contraintes de confinement, il existe une faible phase de radoucissement.

Le poids volumique du remblai vaut $14,9 \text{ kN/m}^3$. La contrainte verticale correspondant à une profondeur de 2,5 m (base du remblai pour les expériences de Colas et al.) est alors d'environ 35 kPa. Cette valeur de contrainte est faible et la Figure 2.11 montre que l'angle de frottement (au pic) est d'environ $37,7^\circ$ avec l'angle de dilataance correspondant à environ 8° pour un confinement de 35 kPa.

Le remblai est construit graduellement par pelletées depuis une benne de manière à former un talus dont la pente correspondra à l'angle de talus naturel pour le matériau utilisé. Au cours de la construction des murs, l'inclinaison de cette pente a été mesurée plusieurs fois et une valeur moyenne de cet angle de 32° est rapportée.

Dans l'approche DEM, le comportement du remblai purement frottant dépend de caractéristiques globales et locales. Les caractéristiques globales sont des variables d'état : porosité et pression de confinement. On peut classer les caractéristiques locales en deux groupes :

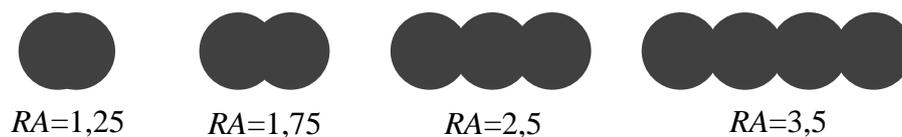


FIGURE 2.12: Grains avec différentes valeurs d'allongement.

- Géométrie des grains : forme des grains, degré d'allongement, granulométrie ;
- Loi de contact : rigidités, angle de frottement local ;
- Arrangement local : anisotropie de structure.

L'identification des paramètres locaux s'appuiera sur les essais triaxiaux réalisés sur le gravier. Néanmoins, le transfert direct des propriétés 3D à un matériau 2D devra à un moment sacrifier le sens physique de certaines caractéristiques. En effet, le chemin de déformation volumique 2D montrera une dilatance marquée même pour des matériaux lâches, ce qui n'est pas le cas pour des matériaux granulaires réels. Par ailleurs, la notion de forme de particules (Figure 2.10) ne peut revêtir le même sens en 2D et en 3D car selon le plan de coupe d'une particule 3D on aboutira dans chaque plan à des valeurs d'allongement très différentes. On donne en Figure 2.12 la technique de réalisation des particules 2D ayant un rapport d'allongement qui pourrait être représentatif du gravier utilisé par Colas et al..

Trois propriétés mécaniques observables sur une courbe contrainte-déformation axiale peuvent nous aider à identifier les paramètres : la rigidité initiale de la courbe déviateur-déformation axiale, la valeur de l'angle de frottement mobilisé au pic de résistance ϕ_{sp}^g et cette même valeur obtenue à l'état critique ϕ_{sc}^g . L'identification des paramètres des lois de contact sera alors faite empiriquement (essai-erreur) en simulant un essai biaxial pour un ensemble de particules de forme et de granulométrie fixées, en nombre suffisant pour manipuler un Volume Élémentaire Représentatif (VER).

La Figure 2.13 résume la méthodologie choisie pour déterminer les paramètres locaux du remblai. Comme montré dans cette figure, on doit d'abord supposer des paramètres géométriques des grains : (1) Diamètre entre 10 mm à 16 mm ; (2) Rapport d'allongement RA de 1,75 qui est grossièrement déduit de la Figure 2.10 ; (3) Granulométrie linéaire. On discutera d'abord la valeur des rigidités de contact normale et tangentielle. Une fois ces rigidités au contact fixées, la granulométrie et la forme des particules étant aussi fixées, l'état critique ne dépend plus que du frottement au contact [158, 177]. Il sera alors identifié. L'identification des derniers paramètres du matériau sera effectuée en essayant de retrouver le pic de résistance au cisaillement qui dépend, outre des paramètres énoncés pour l'état critique, de caractéristiques d'état.

L'essai triaxial réalisé sur le gravier est modélisé ici par un essai biaxial sur un échantillon numérique. L'échantillon est construit par dépôt successif de particules, sous gravité, dans une boîte de 75 x 150 cm². La Figure 2.14 montre le processus de création d'un échantillon. Une contrainte de confinement de 35 kPa est ensuite appliquée, celle-ci correspond approximativement à un matériau situé à 2 m de profondeur dans le remblai.

Pour conserver un comportement quasi-statique dans la simulation dynamique de PFC2D,

	Global (Triaxial)		Local (Biaxial)
	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> Paramètres imposés : <ul style="list-style-type: none"> ▪ Taille de grain ▪ Forme de grain → allongée ▪ Granulométrie → linéaire </div>		
1	Rigidité initiale	↔	Rigidité de contact
2	Frottement critique ϕ_{sc}^g	↔	{ <ol style="list-style-type: none"> 1. Rapport d'allongement 2. Frottement local ϕ_s^l
3	Frottement pic ϕ_{sp}^g	↔	{ <ol style="list-style-type: none"> 1. Densité initiale 2. Anisotropie initiale 3. Contrainte de confinement

FIGURE 2.13: Etapes de détermination des paramètres locaux du matériau purement frottant.

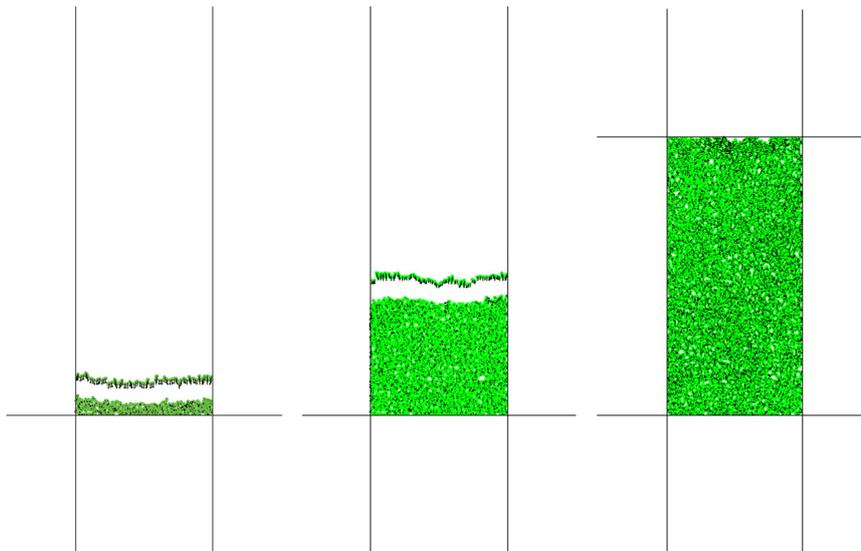


FIGURE 2.14: Echantillon créé par dépôt de grains sous gravité.

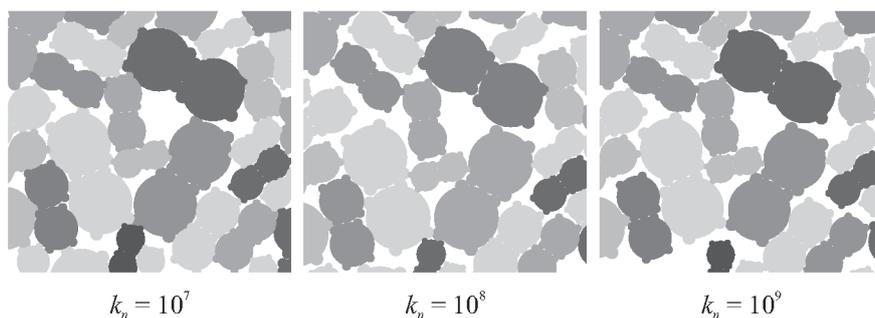


FIGURE 2.15: Chevauchements interparticulaires pour différentes rigidités locales [62]

la vitesse de déformation utilisée dans la phase d'écrasement doit être suffisamment basse [75, 156, 176, 143]. Ainsi une vitesse de déformation inférieure à $10^{-3}/s$ est suffisante pour satisfaire l'hypothèse d'essai quasistatique ; elle sera utilisée pour réaliser les essais biaxiaux.

2.2.1 Rigidité de contact entre grains

En observant le résultat de l'essai triaxial dans la Figure 2.11, l'angle de frottement au pic est mobilisé lorsque la déformation axiale atteint approximativement 5%. La rigidité au contact influence la rigidité initiale de cette courbe qui est censée être retrouvée dans la simulation.

Cependant, du point de vue de l'approche discrète utilisée, on doit considérer aussi les faits suivants :

- Si la rigidité locale est très basse, le chevauchement devient trop important et l'essai de compression sera dominé par un comportement élastique, qui n'est pas physique pour le matériau. La Figure 2.15 montre le chevauchement visible entre particules en fonction de la rigidité de contact [62].
- Si la rigidité est très élevée, le pas de temps critique devient très petit, augmentant d'autant les temps de calcul (évolution du temps de calcul selon $\sqrt{\text{rigidité}}$).

La Figure 2.16 montre les résultats d'une série de simulations d'essai biaxial avec différentes rigidités locales. Les paramètres géométriques et mécaniques utilisés sont : rapport d'allongement de 1,75, $D_r=50\%$ et $\phi_s^I = 45^\circ$. Il apparaît que la rigidité locale de $5 \cdot 10^6$ Pa donne un comportement plus proche du résultat issu de l'essai triaxial. Pourtant, la Figure 2.16b montre que l'utilisation d'une rigidité aussi basse conduit à un comportement essentiellement de nature élastique pour le matériau, ce qui n'est pas réaliste.

Par ailleurs, comme nous l'avons vu au chapitre précédent, le comportement des MSPS est essentiellement régi par des contraintes, la rigidité du matériau remblai n'est donc pas un paramètre essentiel explicatif du comportement de ces murs si une valeur suffisamment grande est donnée. Cependant, prendre une rigidité plus élevée conduira à l'atteinte plus rapide du pic de résistance au cisaillement pour une déformation du matériau donné. Cela veut aussi dire que le comportement post pic revêtira certainement une importance cruciale dans la simulation du comportement d'un MSPS. Une rigidité locale (normale et tangentielle) de particules du rem-

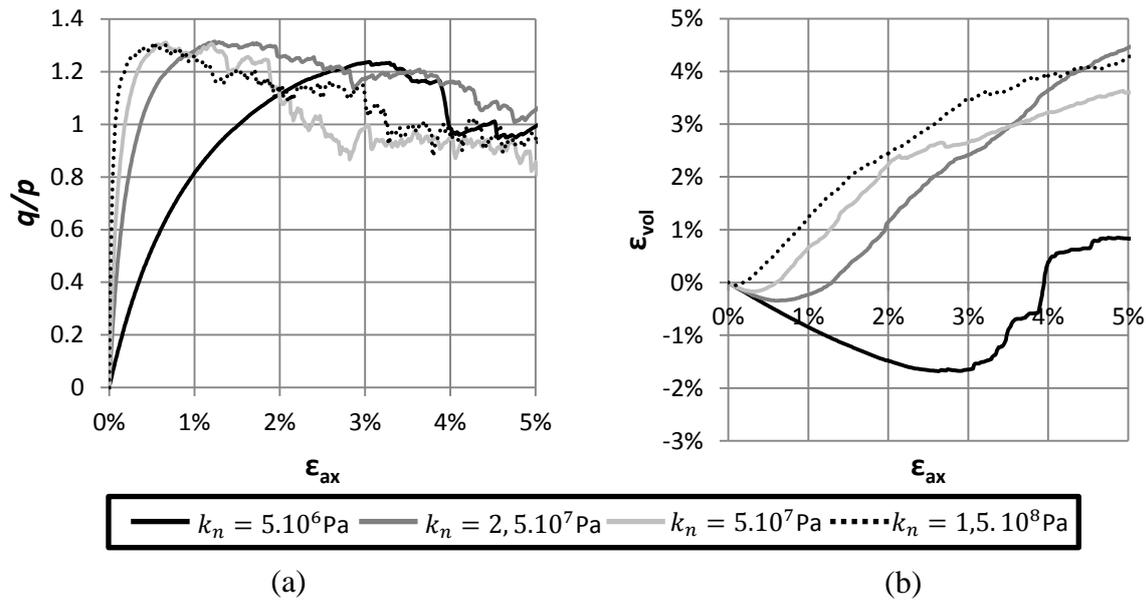


FIGURE 2.16: Effet de la rigidité de contact sur les chemins de contraintes déviatoires et déformations volumiques.

blai sera prise à 10^8 Pa dans la suite de ce travail, ce qui correspond à une rigidité de contact de 5.10^7 Pa.

2.2.2 Angle de frottement à l'état critique

L'angle de frottement à l'état critique est la résistance résiduelle qui est aussi le pic de résistance au cisaillement pour un matériau purement contractant. L'essai triaxial réalisé sur le gravier roulé pour un confinement de 20 kPa semble plaider pour un angle de frottement à l'état critique proche de 34° . Les autres essais ne permettent pas d'identifier cet état. Par ailleurs, en prenant comme hypothèse que l'angle de frottement à l'état critique est proche de l'angle de talus naturel, l'angle de frottement critique est censé être proche de $\phi_{sc}^g \approx 32^\circ$. Nous retiendrons une valeur entre 32° et 34° pour l'angle de frottement à l'état critique.

La Figure 2.17a montre la relation entre l'angle de frottement critique global ϕ_{sc}^g et l'angle de frottement local ϕ_s^l pour des grains de rapport d'allongement $RA=1,75$ et une pression de confinement de 35 kPa. On s'aperçoit que l'angle de frottement critique ne peut pas dépasser 27° . Pour une valeur RA donnée, on n'atteint donc pas nécessairement la valeur de ϕ_{sc}^g souhaité. Le choix de RA devient alors primordial.

Ceci est un problème connu dans la modélisation discrète, à titre d'exemple, une étude indique que l'angle de frottement global des disques ne peut pas dépasser 25° [37]. Pour obtenir un angle de frottement critique plus élevé, il faut avoir recours à des formes de particules allongées [145, 159, 126, 10, 125, 74]. On utilisera un rapport d'allongement RA des grains de 2,5 qui reste encore réaliste pour le matériau étudié.

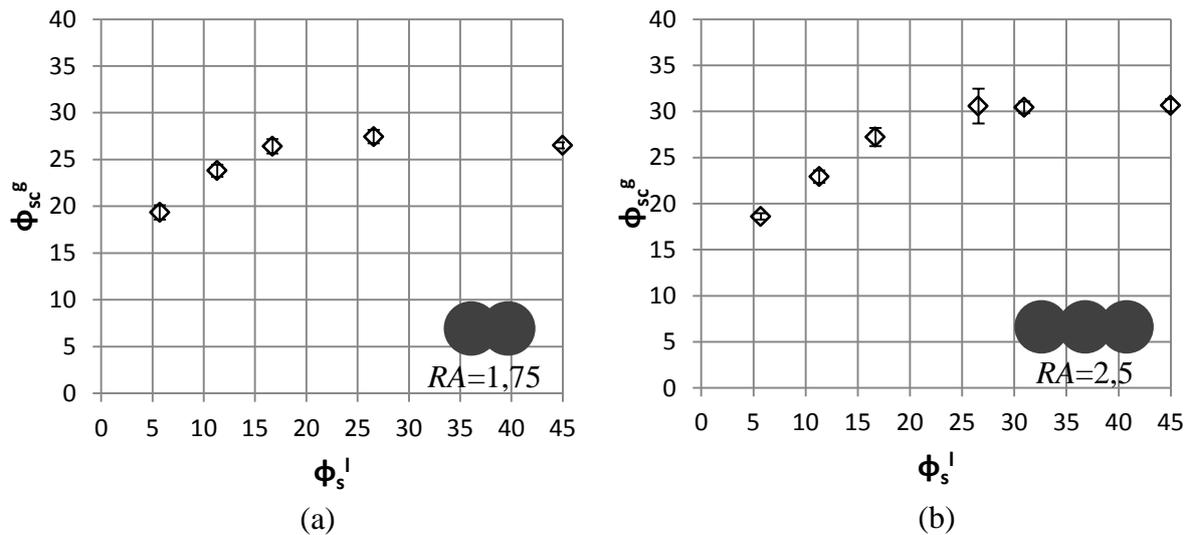


FIGURE 2.17: Effet de l'angle de frottement local ϕ_s^l sur la résistance à l'état critique ϕ_{sc}^g pour le rapport d'allongement : (a) $RA=1,75$ (b) $RA=2,5$.

Le résultat des simulations d'essais biaxiaux avec $RA=2,5$ est montré dans la Figure 2.17b. Avec un angle de frottement local très élevé ($\phi_s^l = 45^\circ$), on obtient un angle de frottement critique d'environ 31° . Il faudrait alors utiliser un rapport d'allongement supérieur à 3 (Figure 2.18), ce qui ne paraît plus réaliste pour le matériau. Nous garderons alors la valeur de 45° comme valeur pour l'angle de frottement local pour le contact grain-grain ainsi que le rapport d'allongement des particules égal à 2,5.

Pour obtenir l'angle de frottement à l'état critique par l'essai biaxial, l'échantillon doit être sollicité jusqu'à une valeur de déformation élevée. L'autre moyen pour caractériser cet état est de simuler un essai à la boîte inclinée afin de retrouver la pente du versant naturel. On suppose alors que cette pente caractérise un état proche de l'état critique.

Nous avons réalisé des essais à la boîte inclinée avec un angle de frottement local de ϕ_s^l de 45° et un rapport d'allongement pour les particules de $RA=2,5$. Tout d'abord, des particules sont déposées dans une boîte de 90×90 cm jusqu'à mi-hauteur. Cette boîte est alors tournée plusieurs fois, où pour chaque rotation de 90° , l'angle de talus de naturel est mesuré. La Figure 2.19 montre le principe de cet essai.

Pour l'angle de frottement local $\phi_s^l = 45^\circ$, cet essai donne un angle de talus naturel moyen de $37^\circ \pm 2,5^\circ$. On pouvait s'attendre à avoir un angle supérieur à celui trouvé pour l'état critique car ici la contrainte de confinement sur les particules proches de la surface est très faible et l'angle de frottement interne d'un matériau granulaire a tendance à augmenter lorsque la contrainte de confinement diminue [3, 101]. L'angle de talus naturel trouvé ici est supérieur de 5° à la valeur trouvée in situ (voir Figure 2.20). Ceci peut s'expliquer par une anisotropie parallèle à la pente plus accentuée en 2D qui permettrait aux grains de trouver un équilibre plus aisément qu'en 3D. L'intensité de l'anisotropie est favorisée par la forme allongée des particules [126], ce qui

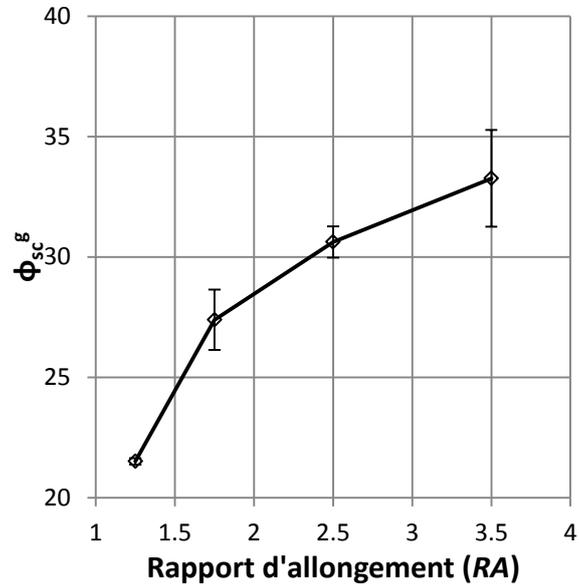


FIGURE 2.18: Effet du rapport d'allongement RA sur la résistance à l'état critique ϕ_{sc}^g pour un angle de frottement local $\phi_s^l = 45^\circ$.

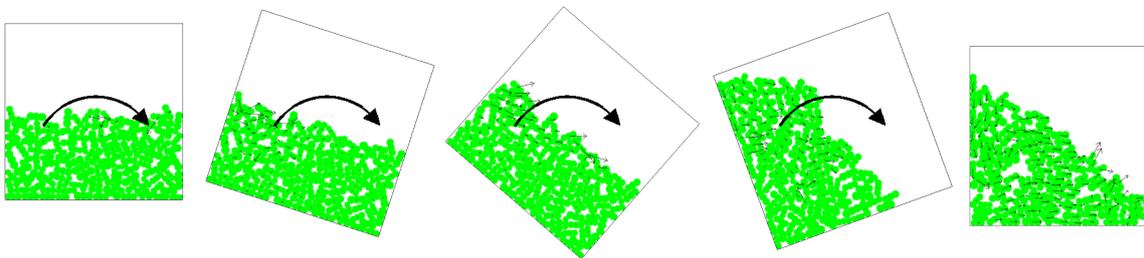


FIGURE 2.19: Principe de la simulation de l'essai de la boîte inclinée.

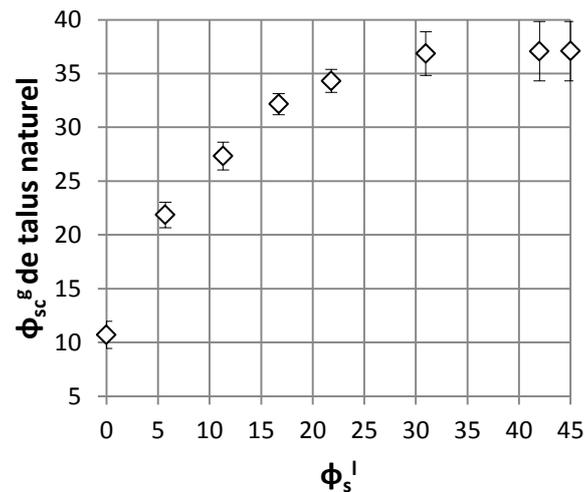


FIGURE 2.20: Effet de l'angle de frottement local ϕ_s^l sur la résistance à l'état critique issu de l'essai de la boîte inclinée avec $RA = 2,5$ et $\phi_s^l = 45^\circ$.

plaide pour limiter ce rapport d'allongement à une valeur raisonnable. Nous conserverons alors des particules de rapport d'allongement de 2,5 pour créer le remblai. Cette décision relève ainsi du compromis et nous garderons en tête les limites de cette décision.

Cette étude met aussi en relief l'attention qui devra être portée sur la pente de talus naturel lors de la simulation du comportement d'un système MSPS-remblai. Il sera nécessaire de corriger la pente du talus qui se mettra en place dans le remblai pour atteindre la valeur voulue de 32° , qui avait été obtenue lors des expériences de Colas et al.

2.2.3 Angle de frottement au pic de résistance

La forme des particules ayant été fixée, le frottement local aussi, la résistance au cisaillement au pic dans un chemin biaxial ne dépendra plus que de la pression de confinement, de l'anisotropie initiale et de la porosité. La pression de confinement représentative pour le remblai est fixée à 35 kPa. L'anisotropie initiale est le résultat du processus de création de l'échantillon par dépôt sous gravité qui est la méthode avec laquelle l'échantillon de gravier roulé a été préparé. Elle n'est donc pas maîtrisée ici. Le seul paramètre qui reste à identifier est donc la porosité du milieu.

Des échantillons de porosité initiale différentes ont été construits. Ces porosités différentes sont obtenues par modification temporaire de l'angle de frottement local ϕ_s^l . Avant l'atteinte de l'équilibre correspondant à l'état initial de l'essai biaxial, l'angle de frottement est remis à la valeur de 45° , qui restera à cette valeur lors de la phase d'écrasement de l'échantillon. La Figure 2.21 montre la relation entre l'angle de frottement global au pic ϕ_{sp}^g et la porosité initiale n_0 de l'échantillon. La porosité initiale de 0,22 est choisie pour trouver l'angle de frottement global ϕ_{sp}^g de $37,7^\circ$ retenu par Colas et al.

Enfin, la Figure 2.22 montre la comparaison entre le comportement réel de l'échantillon du

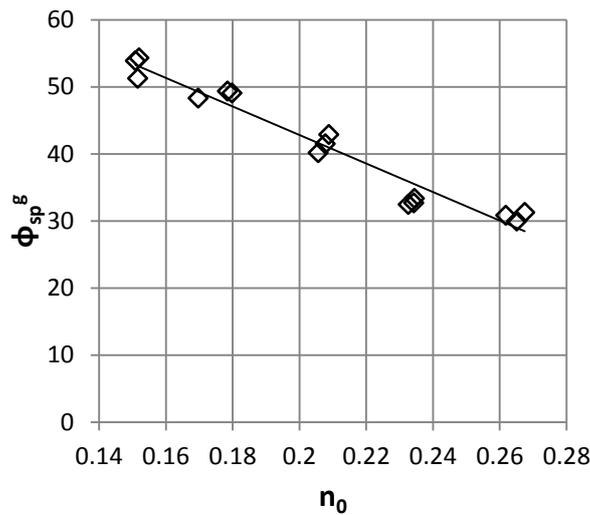


FIGURE 2.21: Effet de la la porosité initiale n_0 sur l'angle de frottement au pic ϕ_{sp}^g , avec $\phi_s^l = 45^\circ$ et $RA = 2,5$.

gravier et le comportement du modèle discret (biaxial) pour un rapport d'allongement RA de 2,5, un angle de frottement local ϕ_s^l de 45° et une porosité initiale n_0 de 0,22. On notera le fort radoucissement qui n'a pas pu être évité par les simulations 2D. Ceci constituera la principale limite du travail présenté ici.

2.2.4 Bilan

La procédure d'identification des propriétés du remblai s'appuie sur des essais triaxiaux sur la base du gravier roulé utilisé dans les expériences de Colas et al.. Seule la courbe contrainte vs déformation axiale est exploitée. Cette procédure s'appuie sur un compromis entre sens physique des propriétés 2D du matériau et capacité à reproduire la courbe contrainte-déformation 3D.

Les rigidités au contact ainsi que le degré d'allongement des particules doivent être postulés avant d'identifier l'angle de frottement local entre particules sur la base d'une estimation de l'état critique du matériau réel. Des rigidités des particules pour définir le contact élastique de $1 \cdot 10^8$ Pa (donnant une rigidité de contact de $5 \cdot 10^7$ Pa) sont ainsi choisies pour éviter un comportement élastique irréaliste pour le matériau. On sacrifie alors la rigidité initiale de la courbe contrainte-déformation axiale qui sera plus raide dans les simulations de l'essai biaxial. Un rapport d'allongement de 2,5 est imposé afin de garder un sens physique raisonnable à cette caractéristique géométrique ; il oblige cependant à imposer un angle de frottement local ϕ_s^l élevé de 45° . L'angle de frottement critique trouvé de 31° est alors un peu bas par rapport à l'expérience qui est estimé légèrement supérieur à 32° .

La porosité est identifiée sur la base de la valeur de l'angle de frottement mobilisé au pic de résistance pour le gravier roulé qui est de $37,7^\circ$ selon Colas et al. Elle vaut 0,22. On notera alors que le jeu de paramètres conduit à l'existence d'un radoucissement sans doute excessif

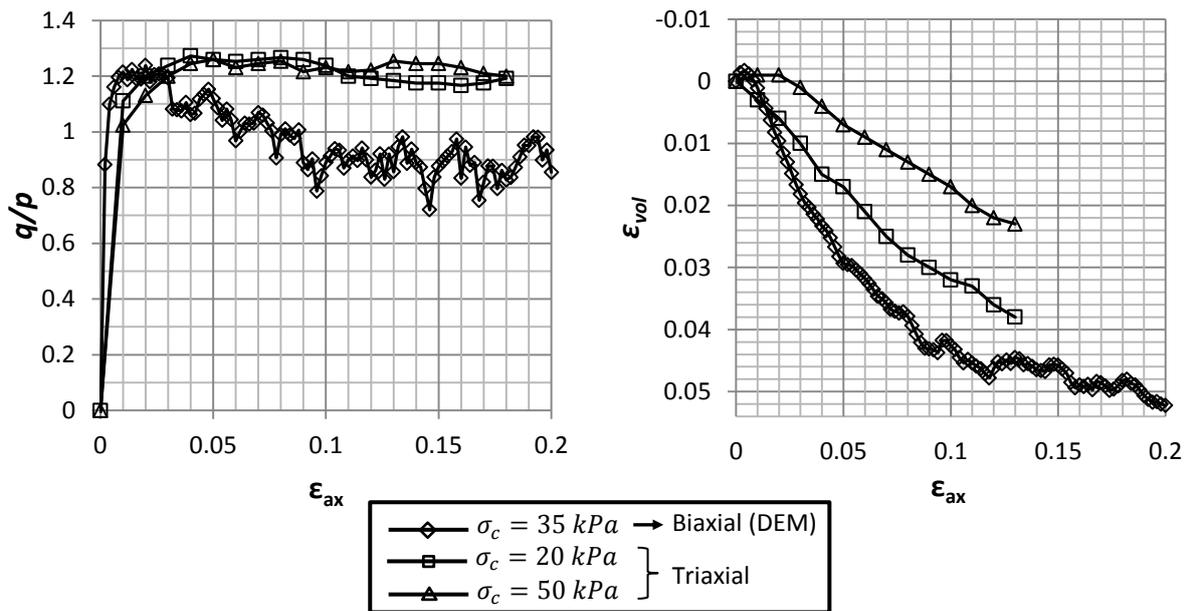


FIGURE 2.22: Comparaison entre le chemin biaxial pour le jeu de paramètres final et les essais sur le gravier roulé au triaxial.

qui constituera la limite de ce travail d'identification des paramètres locaux pour le matériau constitutif du remblai dans une approche 2D.

2.3 Interface remblai-mur

Le contact mur-remblai met en jeu des contacts ponctuels entre des grains individuels du remblai et les blocs constitutifs du mur. Il semble pertinent de considérer autant de contacts individuels à travers une loi de contact linéaire entre un grain et un bloc du mur.

L'identification des paramètres locaux ici n'est pas chose aisée puisqu'aucune information n'est disponible concernant le comportement de cette interface dans les expériences à l'échelle 1 de Colas et al. Pour mener une étude analytique par le calcul à la rupture Colas et al. ont supposé que l'angle de frottement de cette interface était égal à l'angle de frottement du sol ($\phi_i^g = \phi_{sp}^g = 37,7^\circ$), ce qui n'est pas déraisonnable dans le cas d'interfaces rugueuses. En l'absence d'informations plus précises sur cette interface, nous choisirons la même hypothèse avec un angle de frottement global d'interface à viser de $37,7^\circ$.

La Figure 2.23 montre la méthodologie utilisée pour obtenir le comportement global souhaité. On notera qu'ici, à cause de la loi de contact linéaire, la macro-rugosité des blocs, qui n'était pas prise en compte dans la loi de contact bloc-bloc influencera le comportement de l'interface mur-remblai à côté de la micro-rugosité.

Le comportement de cette interface dépend plus généralement de la granulométrie des par-

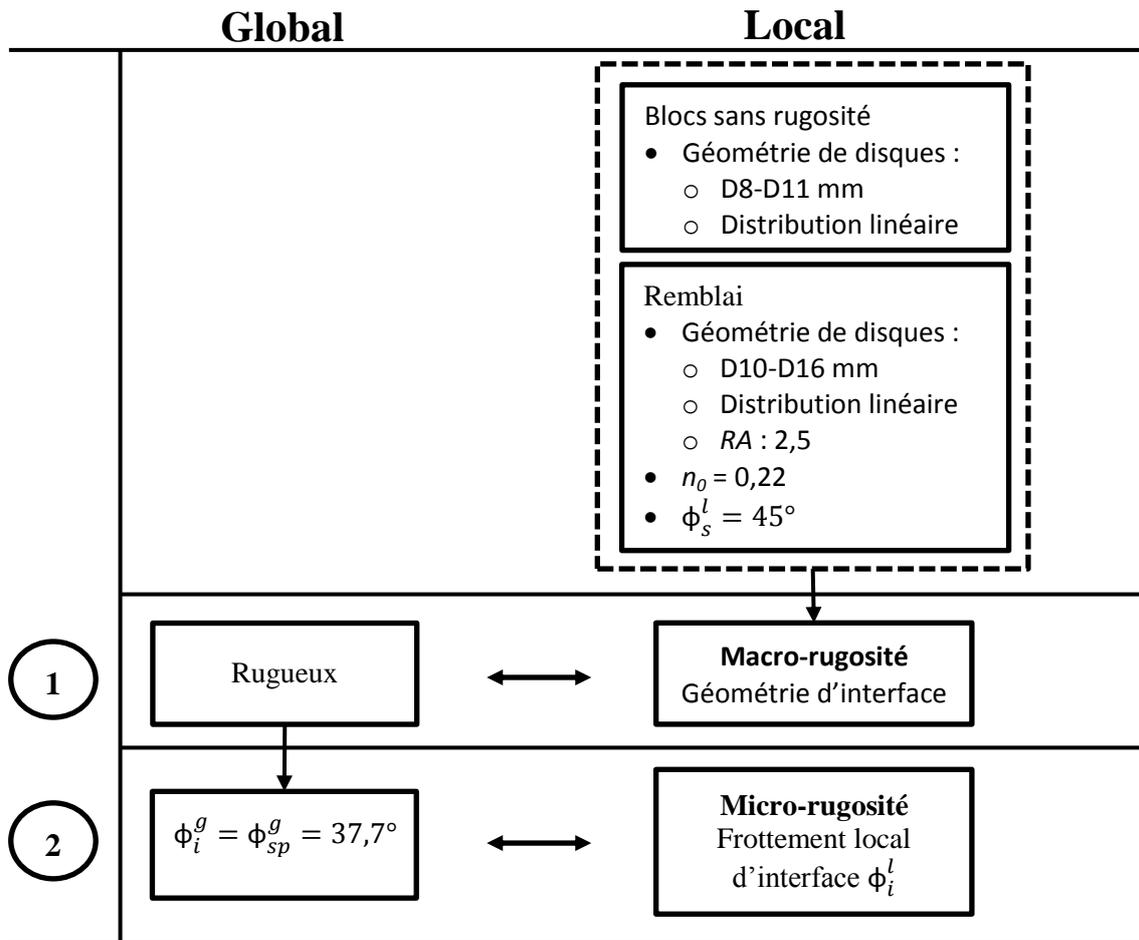


FIGURE 2.23: Méthodologie utilisé pour trouver l'angle de frottement d'interface de $\phi_{sp}^g = 37,7^\circ$.

ticules du remblai, de la porosité dans l'interface, de la macro et micro-rugosité des blocs ainsi que des rigidités normale et tangentielle au contact. Ici on conservera les valeurs des rigidités des particules définies précédemment qui sont identiques pour le contact grain-grain dans le remblai, soit $1 \cdot 10^8$ Pa. La granulométrie des grains dans l'interface est identique à celle du remblai et la porosité est imposée par la porosité même du remblai et la difficulté pour les grains de s'organiser proche du mur. Ces deux facteurs ne seront pas contrôlables et on supposera que la porosité dans l'interface est proche de celle existant dans le remblai, soit 0,22. Deux caractéristiques de l'interface restent à identifier ou à étudier : la macro-rugosité et la micro-rugosité ϕ_i^l .

Le comportement d'une interface est plus précisément pilotée par la rugosité normalisée impliquant rugosité maximale du bloc R_{max} et taille moyenne D_{50} des particules impliquées dans l'interface. Si la rugosité normalisée est inférieure à 0,1-0,13 [163, 164, 79], l'interface aura le comportement d'une interface lisse, c'est à dire associée à un comportement élastique parfaitement plastique avec très peu de dilatance. Une interface rugueuse aura un comportement proche de celui du matériau granulaire impliqué dans l'interface, c'est à dire éventuellement très dilatant avec un comportement radoucissant. Ici, nous nous assurerons que le comporte-

ment de l'interface modélisée est de nature similaire à celle existant dans l'expérience, c'est à dire celle d'une interface rugueuse. La macro-rugosité contribuera alors à côté du frottement local grain-bloc (micro-rugosité) à engendrer un frottement moyen d'interface ϕ_i^g fixé à $37,7^\circ$ dans ce travail. Nous avons ainsi un degré de liberté pour l'identification des paramètres : deux propriétés sur lesquelles nous avons une certaine latitude pour retrouver une valeur de ϕ_i^g de $37,7^\circ$.

Pour vérifier que l'interface a le comportement d'une interface rugueuse et identifier par la suite l'angle de frottement local grain-bloc, des essais de cisaillement direct d'interface seront simulés (Figure 2.24). Un système suffisamment grand impliquant plusieurs blocs est construit, de manière à réduire la fluctuation de la réponse du système. Les blocs ne seront pas définis individuellement mais la surface du mur sera reconstituée dans un plan horizontal et modélisée comme étant un corps rigide (cluster). Ensuite, des grains sont générés par dépôt sous gravité dans une boîte de 90 cm x 50 cm (largeur x hauteur). Un frottement nul est imposé au niveau des contacts impliquant les grains et les parois de la boîte. Un frottement local d'interface est par contre imposé pour le contact grain-paroi du mur. Une fois la boîte remplie par des grains, différentes conditions aux limites, représentatives des essais d'interface classiquement trouvés dans la littérature, sont imposés au système boîte- paroi du mur.

Trois conditions aux limites peuvent être appliquées dans l'essai cisaillement direct d'interface correspondant à : un essai à contrainte normale constante (CNL - *Constant Normal Load*), à volume constant (CV - *Constant Volume*) et à rigidité normale constante (CNS - *Constant Normal Stiffness*). La différence principale entre ces essais réside en la rigidité imposée à la plaque de chargement. Les rigidités pour les essais CNL, CV et CNS sont respectivement : $k = 0$, $k = \infty$ et $k = \text{cst}$ (cf. : Annexe B). L'essai CNS est celui qui est le plus représentatif des phénomènes d'un système sol-paroi rigide [24] mais l'essai CNL reste l'essai le plus classique. Nous nous attacherons alors à simuler ces deux derniers essais en imposant une vitesse de déplacement tangentielle à la paroi de $5 \cdot 10^{-4} \text{m/s}$, la boîte étant fixe.

2.3.1 Macro-rugosité

La granulométrie des particules du remblai reconstituées ont un diamètre compris entre 10 mm et 16 mm avec un D_{50} de 12 mm. La face externe est construite à l'aide de disques de diamètre compris entre 8 mm à 11 mm. Le tirage pour la réalisation des blocs, mais aussi de la paroi testée dans l'essai de cisaillement direct crée une dispersion des résultats concernant la valeur de leur rugosité maximale. Quatre différents tirages ont donné des rugosités maximales R_{max} comprises entre 16 mm et 19 mm, ce qui est réaliste pour un bloc réel.

La rugosité normalisée R_n moyenne pour ces quatre tirages vaut 1,5, qui est donc celle d'une interface rugueuse.

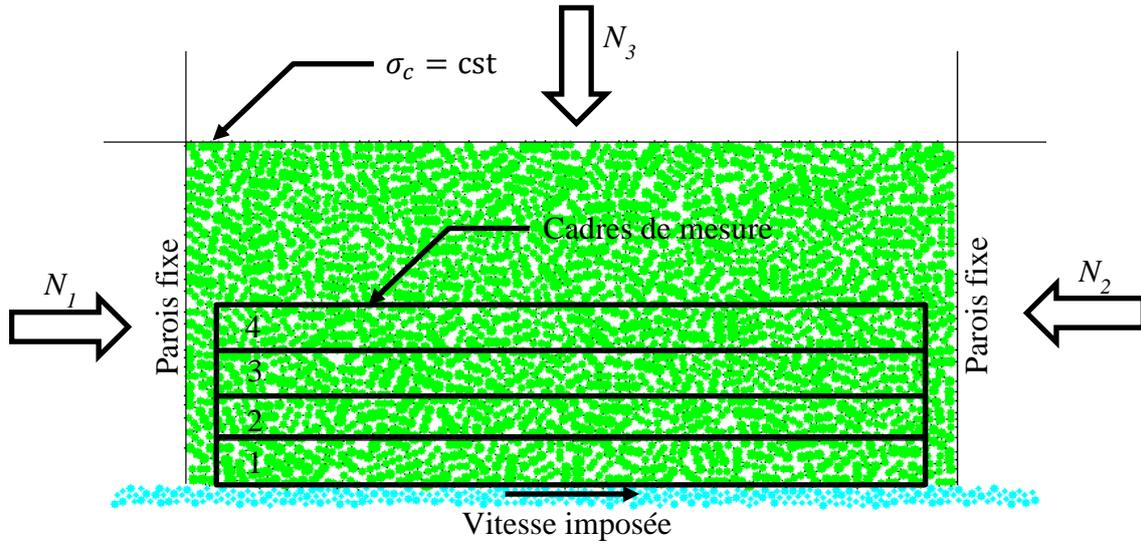


FIGURE 2.24: Modèle de l'essai de cisaillement direct d'interface CNL.

2.3.2 Frottement local du contact bloc-grain

L'identification de l'angle de frottement local bloc-grain se fait par une technique essai-erreur sur la base d'essais de cisaillement direct de type CNL (voir Figure 2.24). La contrainte de confinement est maintenue constante par un système asservi au cours de l'essai.

La mesure de la résistance d'une interface peut être faite par deux méthodes :

- Calcul par l'extérieur [180]. En mesurant la force de déséquilibre aux parois extérieures de la boîte (voir Figure 2.24) et l'angle de frottement d'interface peut être calculé par la formule suivante :

$$\tan \phi_i^g = \frac{N_1 - N_2}{N_3} \quad (2.1)$$

- Calcul par l'intérieur. L'approche micromécanique permet de mesurer la contrainte de cisaillement par homogénéisation dans un domaine de mesure. Connaissant la porosité et les forces aux contacts, un tenseur de contrainte moyenne peut ainsi être identifié dans ce volume de mesure (voir Eq. F.25) :

$$\bar{\sigma}_{ij} = \frac{1-n}{\sum_{N_g} V^g} \left\{ \sum_{N_g} \sum_{N_c} (x_i^c - x_i^g) F_j^c \right\} \quad (2.2)$$

Avec : V^g le volume d'un grain (cluster), N_g le nombre de grains, N_c le nombre de contacts, x_i^c le vecteur position de contact, x_i^g le vecteur position du grain, F_j^c la force de contact (cf. : Annexe F).

En utilisant le calcul par l'intérieur (Eq. F.25), on définit plusieurs couches de mesure à l'interface comme montré dans la Figure 2.24. La hauteur de chaque couche est de $3D_{50}$ et s'arrête

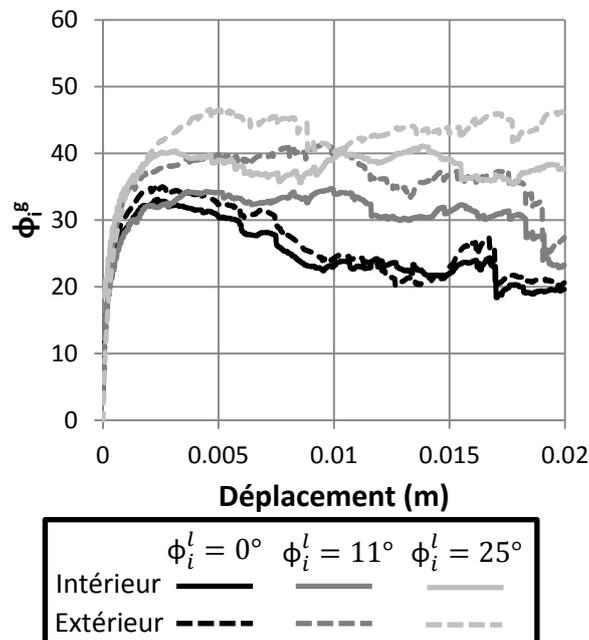


FIGURE 2.25: Relation entre l'angle de frottement d'interface local et global dans la première couche de mesure de l'essai CNL.

à $2D_{50}$ du bord pour éviter la prise en compte des effets de bord.

Une série de simulations est faite pour trouver la relation entre le frottement local ϕ_i^l et le frottement global d'interface bloc-remblai ϕ_i^s . Les valeurs 0° , 11° et 25° sont choisies pour ϕ_i^l et quatre tirages pour la constitution du système boîte-paroi sont réalisés. La Figure 2.25 montre l'angle de frottement d'interface ϕ_i^s moyen obtenu, calculé par l'extérieur (Eq. 2.1) et par l'intérieur (Eq. F.25).

Par ailleurs, plus l'angle de frottement local est élevé, plus l'écart entre le calcul par l'extérieur et par l'intérieur est élevé. Il peut atteindre 5° et rend compte de la forte hétérogénéité de comportement à l'intérieur de la boîte. Nous préférons ici utiliser le calcul par l'intérieur qui semble mieux refléter les phénomènes se produisant effectivement entre le remblai et la paroi de blocs.

On notera qu'un angle de frottement local égal à zéro correspond à un comportement où la résistance de l'interface n'est due qu'à des effets de géométrie : l'effet conjoint de la taille et forme des particules du remblai et de la macro-rugosité des blocs. On notera que l'angle de frottement d'interface au pic est alors élevé et proche de 33° .

En observant les trois valeurs de ϕ_i^l testées, la Figure 2.25 montre que le comportement d'interface rugueux supposé par Colas et al. pour les calculs menés par ces auteurs ($\phi_i^s = 37, 7^\circ$) peut être obtenu avec l'angle de frottement local d'interface $\phi_i^l = 25^\circ$.

Nous comparons alors ce résultat avec celui issu d'un essai CNS. En considérant une élas-

ticité unidimensionnelle, la rigidité CNS k_{CNS} est définie par l'Eq. 2.3. Le module d'élasticité pour les paramètres locaux choisis est d'environ 30 MPa. Ceci correspond à la valeur du module d'élasticité mesurée dans l'essai biaxial pour le jeu de paramètres locaux choisis dans cette étude. Pour une largeur de remblai mobilisé de $l_0=2$ m, k_{CNS} vaut alors 15 MPa/m.

$$k_{\text{CNS}} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta u} = \frac{E}{l_0} \quad (2.3)$$

La Figure 2.26(a,b) montre le modèle de cet essai, où entre le remblai et la paroi, on crée : (1) un cluster de disques représentant une plaque rigide (2) des disques supplémentaires entre la plaque et le bâti rigide. La rigidité constante est introduite par un système composé de plusieurs séries de ressorts comme montré dans la Figure 2.26c. Les rigidités k_1 et k_2 représentent respectivement les contacts linéaire disque-disque et disque-paroi :

$$k_1 = \frac{k_d}{2} \quad (2.4)$$

$$k_2 = \frac{k_d k_p}{k_d + k_p} \quad (2.5)$$

Avec : k_d la rigidité normale associée à un disque et k_p celle associée à la paroi. La rigidité normale représentant la condition aux limites est alors définie par :

$$k_{\text{CL}} = N \left\{ \frac{k_d k_p}{k_d + k_p} \right\} \quad (2.6)$$

Où : N le nombre de disques intermédiaires.

On choisira dans la simulation $N = 6$. Dans le cas unidimensionnel, on trouve la relation entre k_{CL} et k_{CNS} comme suivant :

$$\frac{E}{l_0} \cdot A = \frac{F}{\Delta l} \rightarrow k_{\text{CNS}} \cdot A = k_{\text{CL}} \quad (2.7)$$

En injectant l'Eq. 2.6 dans l'Eq. 2.7, pour une telle valeur de rigidité constante souhaitée, il suffit de déterminer la rigidité du parois k_p avec la formule suivante :

$$k_p = \frac{k_{\text{CNS}} \cdot A \cdot k_d}{N \cdot k_d - 3k_{\text{CNS}} \cdot A} \quad (2.8)$$

La surface A correspond à la largeur de la boîte, soit 90 cm.

Suite à quatre simulations différentes pour cet essai CNS (tirages des particules différents pour remplir la boîte), l'évolution de l'angle de frottement d'interface ϕ_i^g moyen au cours de l'essai CNS est montrée dans la Figure 2.27. Cette figure indique que la valeur de ϕ_i^g issue de l'essai reste toujours dans l'ordre de grandeur souhaité, même si supérieur à la valeur visée.

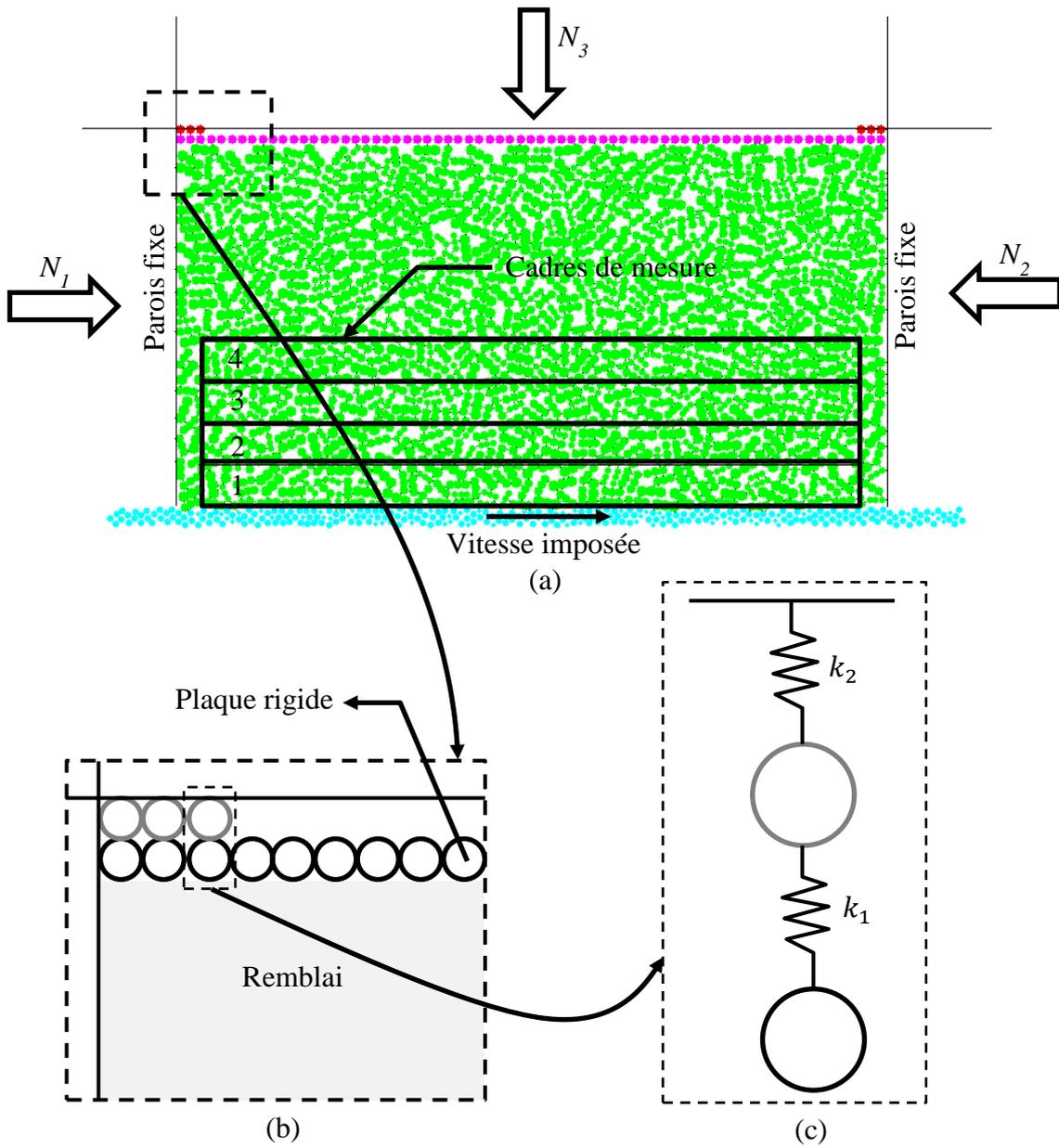


FIGURE 2.26: Modèle de l'essai de cisaillement direct d'interface CNS : (a) Vue générale (b) Système à rigidité constante (c) Ressorts en série entre remblai et paroi.

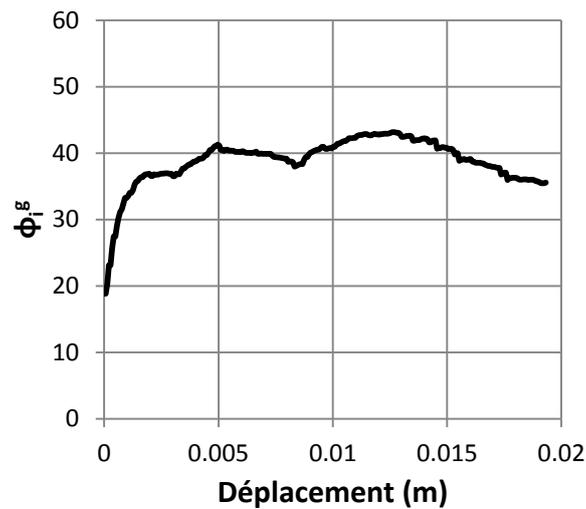


FIGURE 2.27: Evolution de l'angle de frottement global d'interface ϕ_i^g lors de l'essai CNS avec $\phi_i^l = 25^\circ$ mesuré dans la première couche de mesure .

2.3.3 Bilan

N'ayant pas d'information sur le comportement de l'interface mur-remblai utilisée dans leurs expériences, Colas et al. ont supposé que l'angle de frottement de cette interface rugueuse était similaire à l'angle de frottement interne du remblai, soit $37,7^\circ$. On estime la rugosité normalisée de l'interface a une valeur de l'ordre de 1,5. Pour la modélisation DEM, l'identification des paramètres locaux est faite en simulant des essais de cisaillement direct d'interface de type CNL. On notera que la densité et la granulométrie du matériau granulaire de l'interface sont dictés par le remblai. On choisira une loi de contact linéaire entre les grains du remblai et les blocs du mur.

Les différents paramètres à identifier sont alors les rigidités normale et tangentielle au contact et l'angle de frottement local. On choisira les mêmes rigidités des objets que celles prises pour le contact grain-grain du remblai, soit 1.10^8 Pa (donnant une rigidité de contact de 5.10^7 Pa). Une étude paramétrique a permis de définir l'angle de frottement local ϕ_i^l qui est de l'ordre de 25° afin de trouver un angle de frottement d'interface de l'ordre de $37,7^\circ$.

2.4 Simulation numérique de la rupture en déformation plane

2.4.1 Sollicitation : poussée hydrostatique

En premier lieu, nous validerons les essais expérimentaux à l'échelle 1 réalisés par Villemus et al. où le chargement est composé d'une poussée hydrostatique. Ce type de simulations permettra de valider le modèle de mur en supposant que la sollicitation in situ sur le mur n'a qu'une composante horizontale. Cela veut dire que l'on néglige le frottement ayant existé entre la bêche contenant l'eau et le mur d'une part mais aussi le mouvement du mur avant rupture qui est vertical et supposé vertical durant tout l'essai sauf au moment de la rupture.

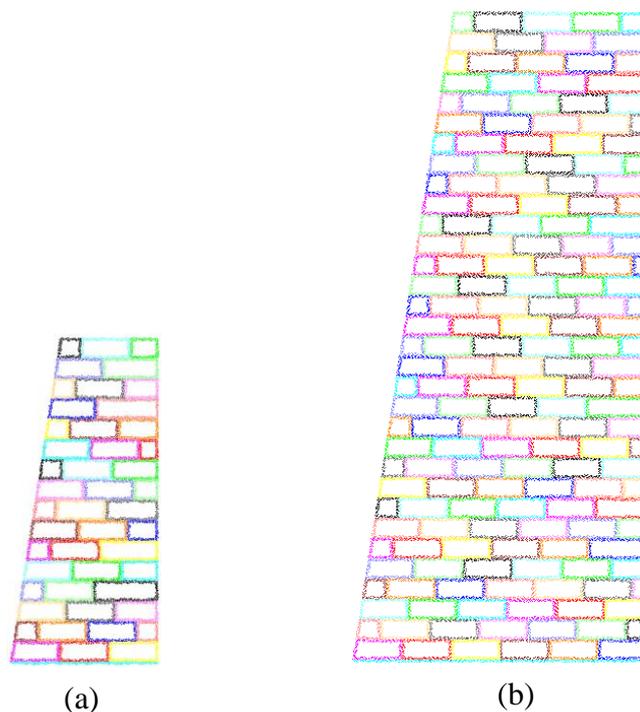


FIGURE 2.28: Géométrie de deux modèles PFC2D de murs testés par Villemus et al. : (a) V1c (b) V3c.

La Figure 2.28 montre un exemple de deux modèles de murs testés par Villemus et al. et construits avec PFC2D : le mur V1c (2 m de hauteur) et le mur V3c (4 m de hauteur). Conformément aux conditions aux limites de l'expérience, la première rangée de blocs, à la base, est fixée. Ces modèles ont été construits respectivement à l'aide de 7 089 disques et de 27 400 disques. Chaque bloc du mur a une hauteur de 12,5 cm et une largeur (dans le plan) de 30 cm qui sont les dimensions représentatives des blocs utilisés in situ. Ces blocs seront construits à l'aide d'environ 160 disques (blocs évidés). Le jeu de paramètres locaux est celui identifié dans la partie 1.4.

Le chargement hydrostatique est appliqué sous la forme d'une distribution linéaire d'efforts ponctuels directement sur les disques formant les blocs de la paroi amont du mur. La sollicitation est incrémentée progressivement au rythme d'un incrément de 1% de la hauteur du mur, et ce jusqu'à la rupture. La Figure 2.29 montre le chargement hydrostatique du mur V4c pour trois niveaux de chargement. Les vecteurs forces resteront horizontaux, selon l'hypothèse énoncée au début de cette partie. Cette hypothèse est conservatrice puisque la composante tangentielle du chargement est stabilisatrice.

Deux critères sont évalués au cours de la simulation : un critère de stabilité qui permet de poursuivre le chargement du mur et un critère de rupture, qui indique que la rupture du mur a été atteinte. Pour une hauteur de sollicitation inférieure à 1 m (entre $H_{cr}/3$ et $H_{cr}/2$), le système est considéré stable si la force de déséquilibre moyenne \bar{F}_d est inférieure à 1.10^{-2} N. Un critère plus strict de 1.10^{-3} N est utilisé pour une hauteur de chargement supérieure. L'incrément de chargement correspond à 1% de la hauteur du mur. Si le critère de stabilité n'est pas atteint, un

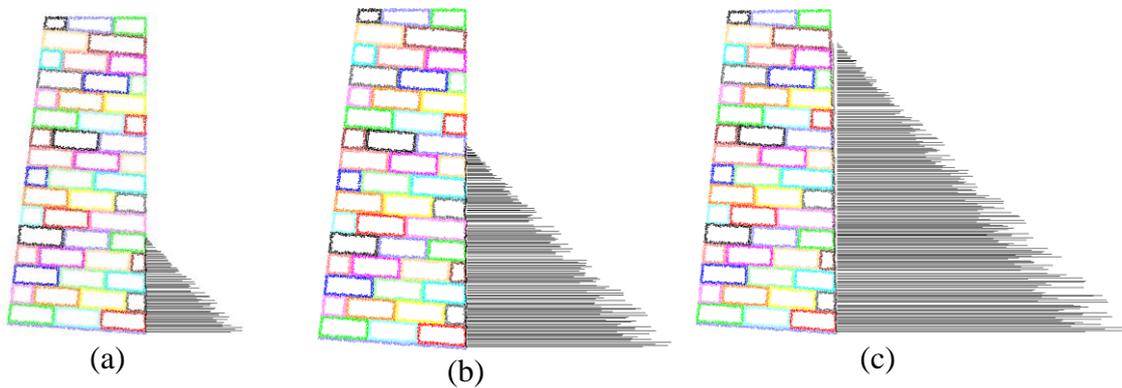


FIGURE 2.29: Chargement hydrostatique du mur V4c : (a) $h_w = 0,6$ m (b) $h_w = 1,2$ m (c) $h_w = h_{cr} = 1,8$ m.

TABLE 2.2: Hauteurs critiques de chargement trouvées lors de la simulation des expériences de Villemus et al. : chargement hydrostatique.

Hauteur du mur h (m)	2,0	1,95	4,0	2,0	4,25
Mur	V1c	V2c	V3c	V4c	V5s
Expérience	1,74G	1,78R	3,37G	1,90R	3,62G
Simulation DEM [†]	1,89R	1,88R	3,54G	1,87R	3,77R
Erreur relative	9%	6%	5%	2%	4%

R=Renversement, G=Glissement

[†] Avec l'incertitude $\pm 0,5\%h$.

critère de rupture fondé sur l'énergie cinétique est évalué. Si l'énergie cinétique pour l'ensemble des blocs du mur pendant dix mesures successives (espacées de 500 pas de calcul chacune) est supérieure à $1 \cdot 10^{-3}$ J, le mur est considéré en rupture.

Le mode de rupture trouvé dans tous les cas (sauf pour le mur V3c) lors des simulations est un mode de rupture par renversement, ce qui n'a pas été le cas lors des expériences in situ (Tableau 2.2). Ceci est peut être dû à l'hypothèse de sollicitation horizontale dans le modèle qui privilégie le mode de rupture par renversement. Ce mode de rupture est montré dans la Figure 2.30, où la partie supérieure du mur (AECD) tourne de manière rigide autour du point A sur le coin quasi immobile ABE.

Le Tableau 2.2 dresse une comparaison entre la hauteur de critique de chargement à la rupture trouvée par les simulations et le résultat trouvé par Villemus et al. au cours de la campagne expérimentale. Le très bon accord de la hauteur critique trouvée par les simulations, avec une erreur relative inférieure à 9%, montre la capacité du modèle DEM à modéliser le comportement réel des MSPS. La complexité d'assemblage des blocs dans le mur réel, qui n'est pas traduite dans ce modèle 2D n'a que très peu d'influence sur la hauteur critique, tout comme la géométrie des blocs qui ici a été modélisée approximativement. Nous étayerons ce propos au chapitre 3.2.2

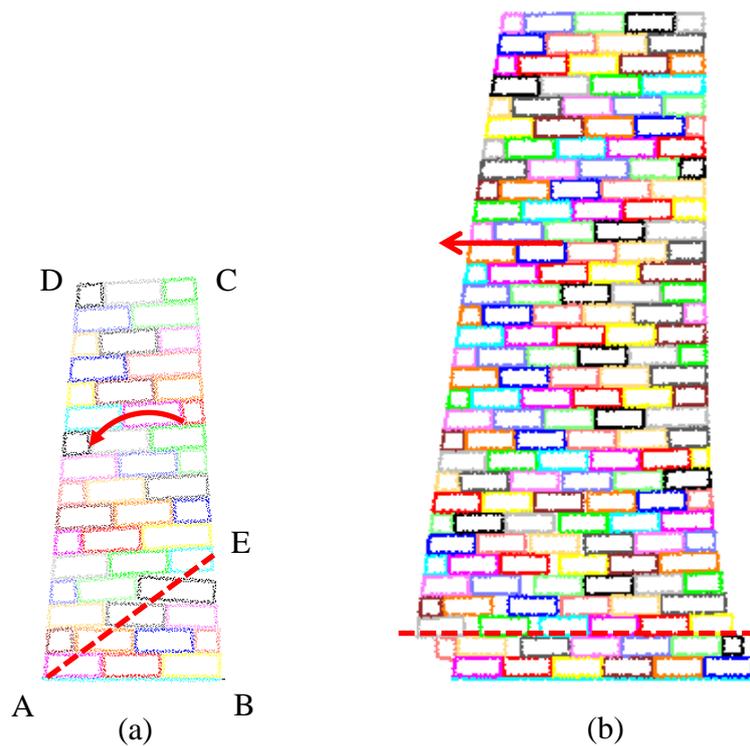


FIGURE 2.30: Rupture 2D par : (a) Renversement (mur V1c) (b) Glissement (mur V3c).

La Figure 2.31 montre l'évolution du chargement h_{eau} (hauteur du niveau d'eau à une étape du chargement) normalisé par h la hauteur du mur en fonction du déplacement horizontal Δu de la couronne du mur, normalisé par la hauteur h du mur. Cette figure révèle une rupture fragile avec un système capable de se déformer avant rupture, ce qui est typique de ce type d'ouvrage.

2.4.2 Sollicitation : poussée d'un remblai

Une modélisation de la rupture des MSPS testés par Colas et al., due à la poussée excessive d'un remblai est proposée. Pour cette modélisation, on utilise des blocs de 12 cm de hauteur et 33 cm de largeur, dimensions représentatives des blocs utilisés in situ. Chaque bloc est construit avec environ 170 disques (blocs évidés). Le système complet (mur-remblai) est composé d'environ 65 000 disques. Le jeu de paramètres du modèle est celui identifié dans la partie 1.4. Contrairement aux modèles sollicités par la charge hydrostatique, ici la première rangée de blocs n'a pas été fixée dans les expériences de Colas et al.. Le frottement entre cette rangée de blocs et la base fixée du mur est pris égal à l'angle de frottement bloc-bloc.

Le remblai est construit par dépôt sous gravité. Il est construit par couches de 15 cm jusqu'à mi-hauteur du mur et par la suite par couches de 10 cm, soit une hauteur un peu inférieure à celle d'un bloc du mur. Tout d'abord, les particules nécessaires à la construction d'une couche sont générées dans une boîte génératrice de largeur 2,5 m et sont ensuite lâchées sur le remblai déjà formé. L'angle de frottement local est temporairement mis à $15,6^\circ$ afin d'obtenir une porosité finale de 0,22. Les particules roulent sur la pente et se stabilisent progressivement. L'angle

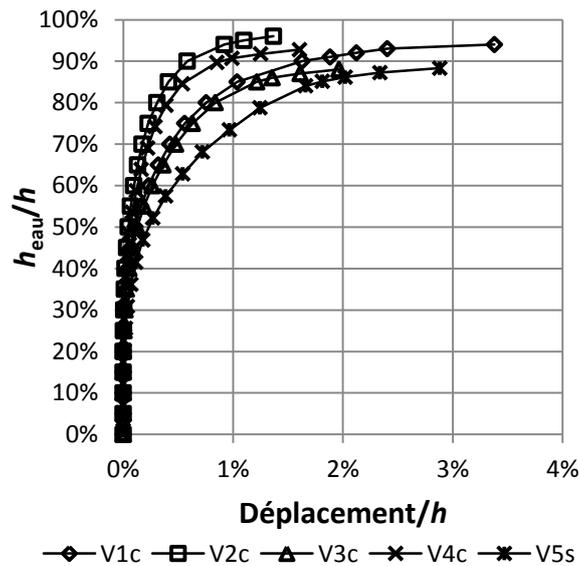


FIGURE 2.31: Relation entre chargement normalisé (h_{eau}/h) et déplacement horizontal normalisé $\Delta u/h$ de la couronne du mur ; simulations, cas du chargement hydrostatique.

de frottement local grain-grain est alors remis à 45° (voir partie 1.4), qui est la valeur nécessaire à l'obtention de l'angle de frottement au pic de $37,7^\circ$. La pente du remblai étant supérieure à la valeur trouvée de 32° lors des expériences, cette dernière est reprofilée avant de recevoir la couche de matériau suivante.

Le remblai étant en interaction avec le mur, l'équilibre du remblai dépend aussi de l'équilibre du mur et de son mouvement. Pour accélérer le processus de stabilisation du système remblai - mur dans son ensemble, une procédure optimisant les temps de calcul a été construite. On utilise alors deux clients PFC, le premier est utilisé pour faire l'équilibre du système dans son entier, le deuxième servant uniquement à la stabilisation du remblai. Plus précisément, les étapes de calcul sont :

- Construction du mur : Le mur est construit et stabilisé.
- Détection de la face amont du mur et des particules du remblai en contact avec le mur. Les disques de la paroi amont du mur et d'une couche superficielle du remblai en contact avec le mur sont envoyés au deuxième client.
- Deuxième client : Reconstruction de la face du mur et des particules du remblai en contact avec le mur. La face du mur est immobilisée (voir Figure 2.32(a-b)).
- Construction d'une couche pour le remblai et stabilisation du remblai (voir Figure 2.32c).
- Envoi de l'information relative aux grains en contact avec le mur (position et efforts) vers le premier client (voir Figure 2.32d).
- Premier client : Avec ce nouveau système d'effort sollicitant, stabilisation du mur et test d'un critère de stabilité pour identifier la rupture du mur.

Comme pour la simulation du mur chargé par une poussée hydrostatique, on évalue d'abord la stabilité du système mur-remblai puis le critère de rupture. Nous avons choisi d'utiliser la force déséquilibre moyenne \bar{F}_d sur tout ce système comme critère de stabilité. Tant que la hauteur du remblai est inférieure à 1,5 m (environ $H_{cr}/2$), le système mur-remblai est dit stable si

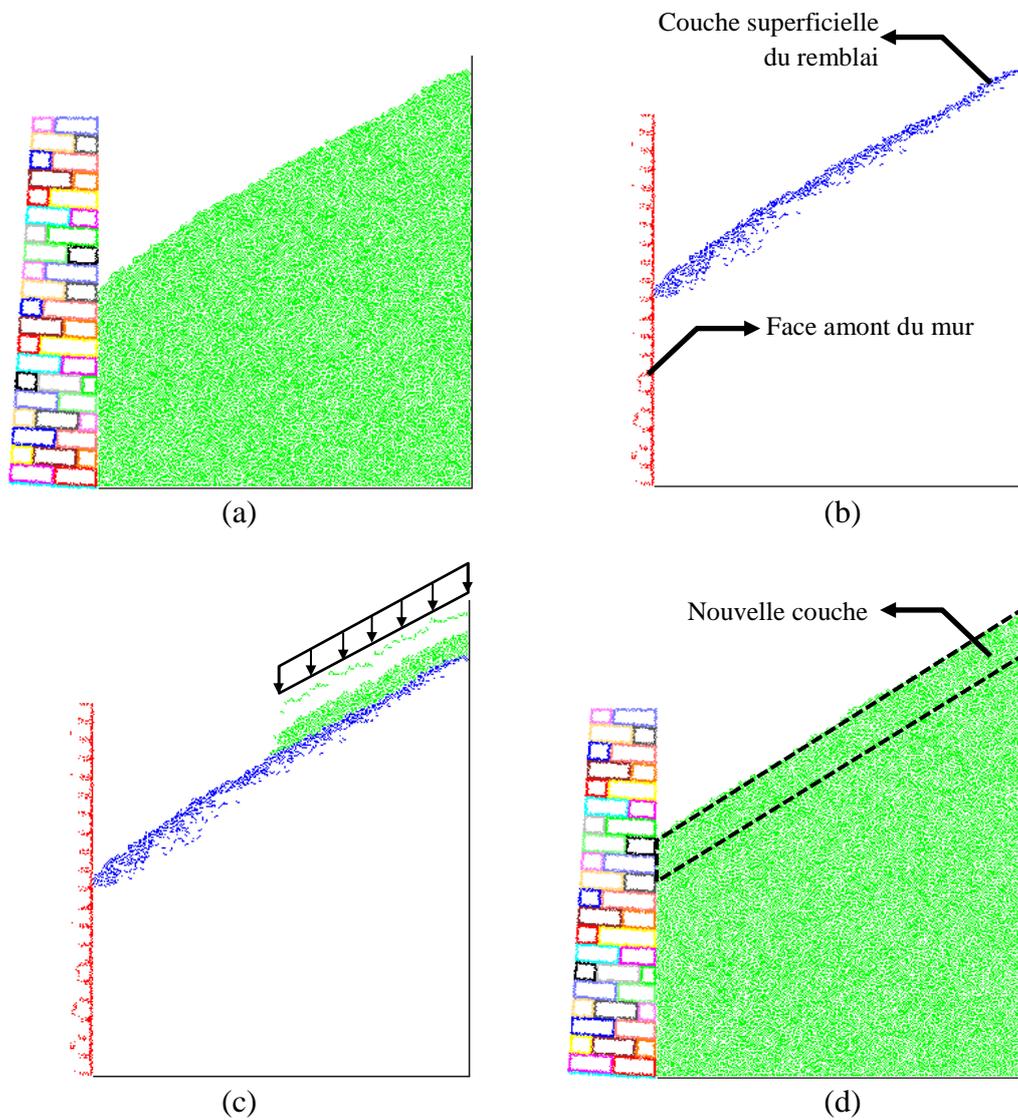


FIGURE 2.32: Principe de génération d'une nouvelle couche de remblai dans le modèle discret pur : (a) Mur C2si avec $h_s = 1,31$ m (b) Reconstruction de la face du mur et remblai (c) Génération des grains dans le deuxième client (d) Une nouvelle couche de grain est générée dans le premier client.

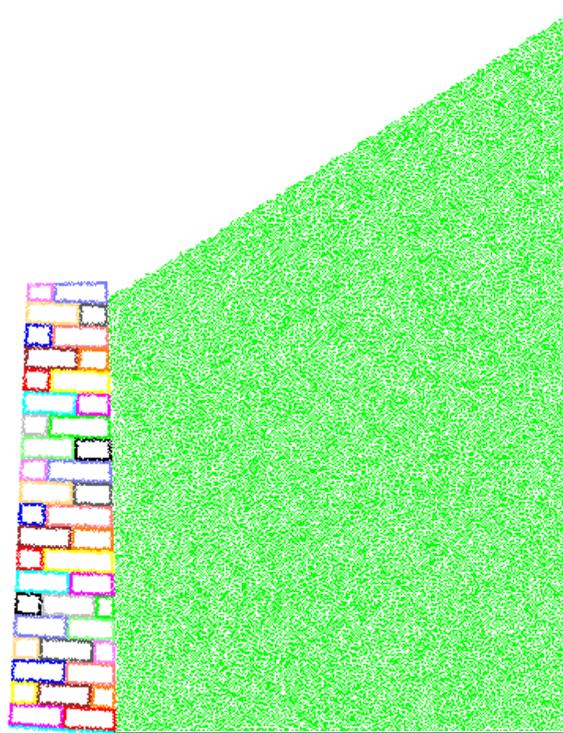


FIGURE 2.33: Modèle de mur C2si juste avant la rupture, avec $h_{cr}=2,41$ m.

$\bar{F}_d < 5 \cdot 10^{-2}$ N, ce qui correspond à une condition de stabilité relâchée. Lorsque la hauteur du remblai dépasse 1,5 m, le critère qualifiant la stabilité est durci : $\bar{F}_d < 1 \cdot 10^{-2}$ N. On considère que la rupture du mur est atteinte si la mesure de l'énergie cinétique du mur pendant 10 mesures successives (espacées de 500 pas de calcul chacune) est supérieure à 10^{-1} J. Une simulation nécessite un temps de calcul important, typiquement 2,5 semaines sur une machine Intel Xeon CPU de 3,2 GHz. Le relâchement du critère tant que la hauteur du remblai est loin de sa hauteur critique est ainsi rendue nécessaire.

A titre d'illustration, la Figure 2.33 montre le système mur-remblai du modèle C2si dans son état juste antérieur à la rupture. Il faut noter que les hauteurs du remblai pour les murs C3sp et C4cp ont été trouvés dans les expériences de Colas et al. supérieures à la hauteur du mur. Pour cela, une colonne de disques est donc ajoutée en tête de mur, "collés" avec le bloc en tête de mur sur la face amont du mur. Cette solution simule le dispositif expérimental qui avait dû être rajouté in situ. Le mode de rupture de ce mur, obtenu par la simulation, est du type renversement (Figure 2.34) qui a été aussi systématiquement trouvé lors des expériences. Une comparaison du profil de déplacement pour le mur C2si entre le résultat du modèle numérique et l'expérience est montrée dans la Figure 2.35. Dans le modèle numérique, la rupture est consommée pour la hauteur critique de 2,4 m.

On donne dans le Tableau 2.3 l'ensemble des résultats des simulations obtenues en correspondance avec les résultats de la campagne d'essais effectués par Colas et al. On donne le résultat obtenu pour deux tirages différents pour la génération du remblai. Comme le mur est sollicité par couches successives de 10cm, le résultat est donné avec une incertitude de 5cm. En sachant qu'il existe une variabilité de comportement local essentiellement dans le remblai et

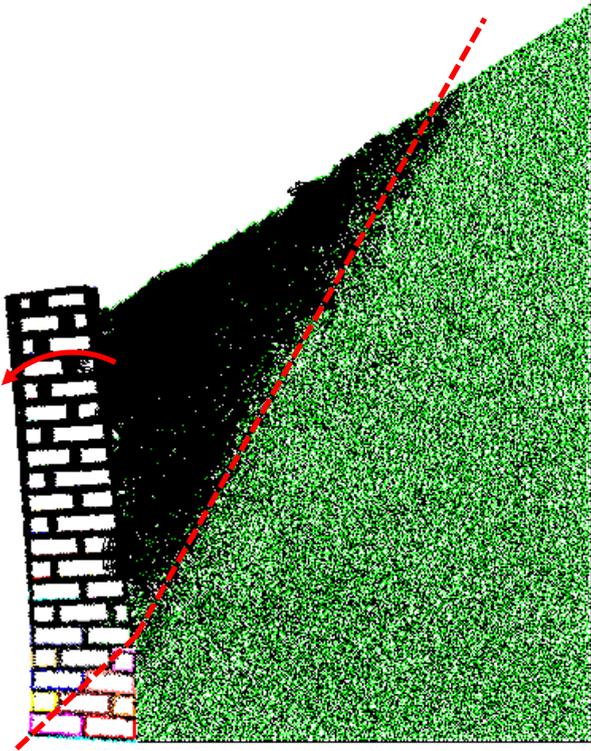


FIGURE 2.34: Rupture en déformation plane par renversement pour le modèle de mur C2si.

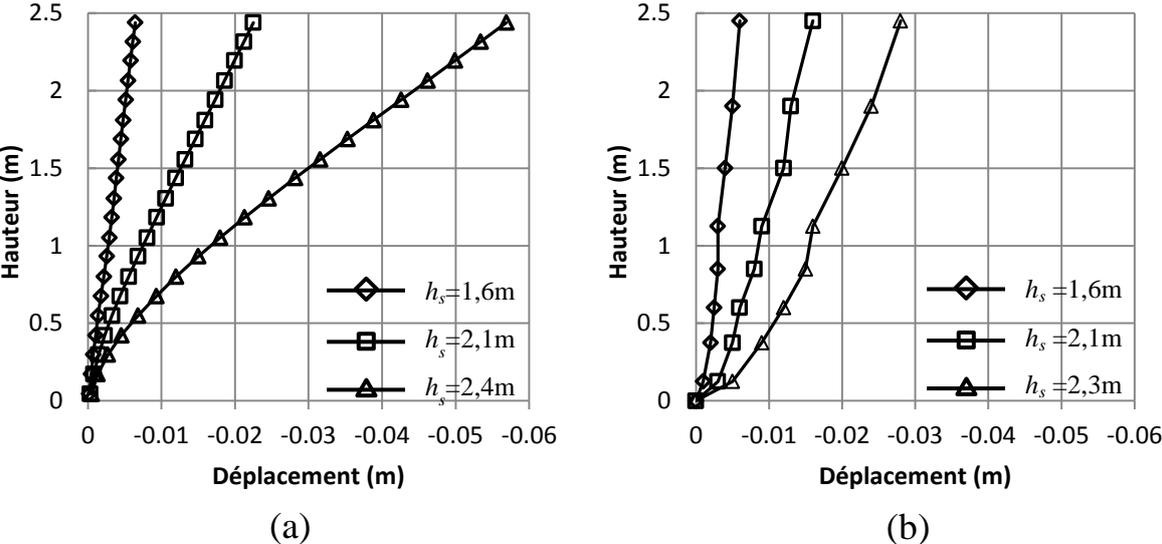


FIGURE 2.35: Profil de déplacement de mur C2si : (a) Modèle numérique (b) Expérience.

TABLE 2.3: Hauteurs critiques de chargement trouvées lors de la simulation des expériences de Colas et al. : chargement dû à un remblai.

Hauteur du mur h (m)	2,5	2,5	2,5
Mur	C2si	C3sp	C4cp
Expérience	2,3G/R	2,78R	2,72R
Simulation DEM†	(1) 2,46R (2) 2,38R	(1) 2,68R (2) 2,72R	(1) 2,53R (2) 2,63R
Erreur relative	(1) 7% (2) 3%	(1) 4% (2) 2%	(1) 7% (2) 3%

R=Renversement, G=Glissement

† Avec l'incertitude ± 5 cm.

l'interface, autant dans la simulation que dans les essais in situ, une erreur relative simulation-expérience inférieure à 7% indique le bon choix méthodologique et une bonne identification des paramètres locaux utilisés dans l'approche DEM pour le système sol-mur.

La Figure 2.36 montre l'angle de frottement d'interface mobilisé calculé directement pour les contacts mur-remblai. La forte fluctuation du frottement est toujours apparente au cours du chargement. Celle-ci est actuellement la limite d'un modèle 2D, dont le problème est attribué aux raisons suivantes :

- Le nombre de contact limité à l'interface (voir Figure 2.37).
- L'enchevêtrement des grains (voir Figure 2.36).

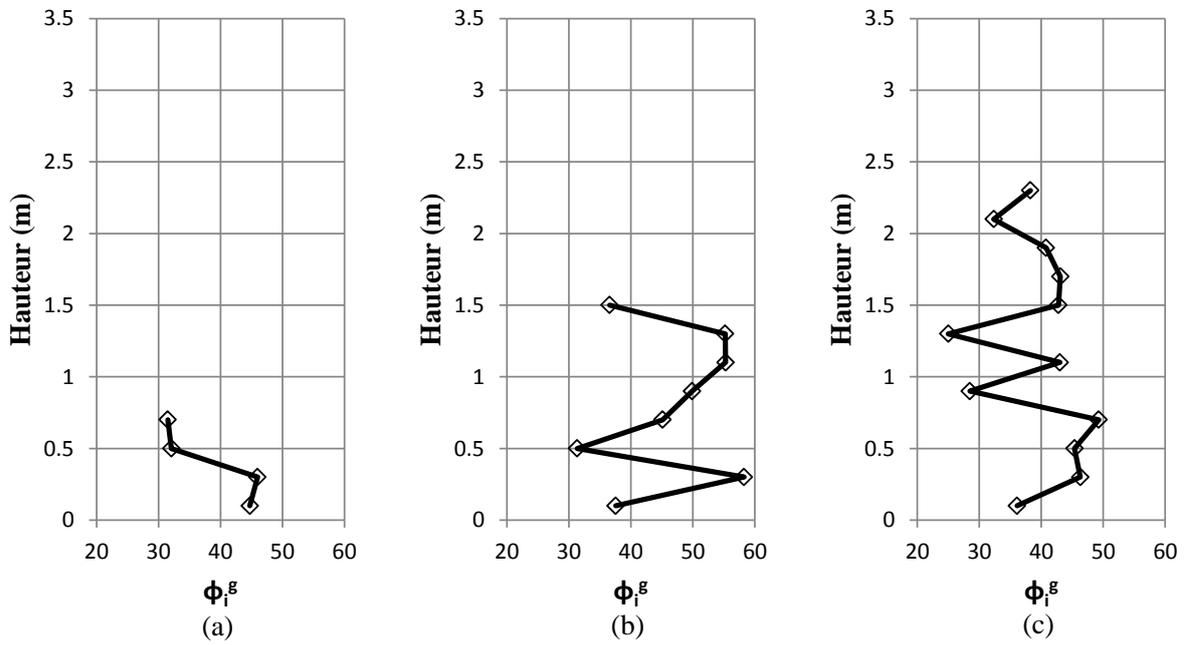


FIGURE 2.36: Frottement d'interface calculé dans des contacts mur-remblai : (a) $h_s = 0,75$ m (b) $h_s = 1,6$ m (c) $h_s = 2,4$ m.

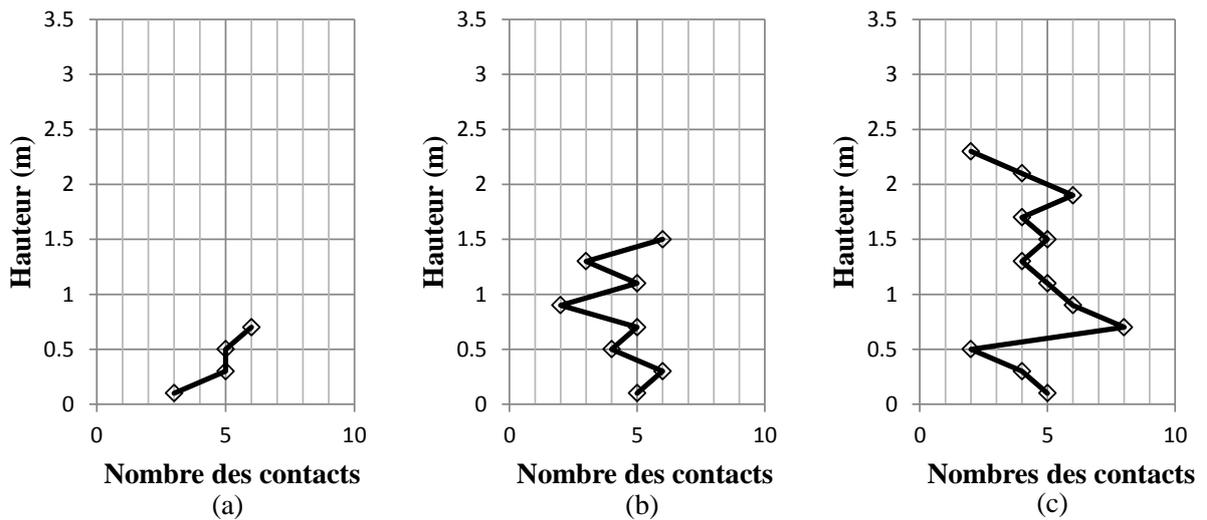


FIGURE 2.37: Nombre des contacts dans l'interface mur-remblai : (a) $h_s = 0,75$ m (b) $h_s = 1,6$ m (c) $h_s = 2,4$ m.

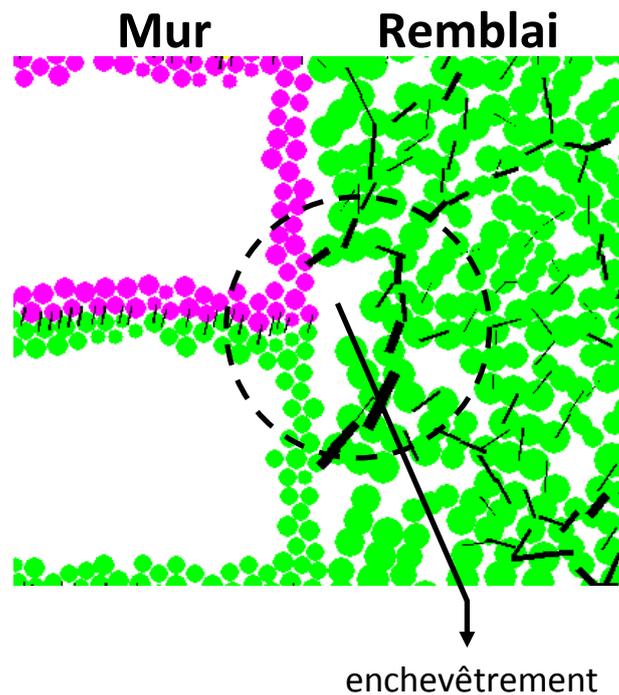


FIGURE 2.38: Enchevêtrement de grains dans des contacts à l'interface mur-remblai.

2.4.3 Conclusion

L'analyse des résultats obtenus pour les modèles numériques de mur chargés par une poussée hydrostatique et par la poussée d'un remblai conduit à une erreur relative inférieure à 9% et 7% respectivement par rapport aux résultats expérimentaux obtenus par Villemus et al. d'une part et Colas et al. d'autre part. Ils montrent le bon accord entre expérience-simulation, validant et l'approche DEM en tant que telle et la méthodologie choisie pour déterminer les paramètres locaux.

La forte dispersion de l'angle de frottement au pic, que ce soit pour le remblai ou pour l'interface mur-remblai, oblige à effectuer au moins deux calculs pour évaluer son impact. Elle donne un écart sur la hauteur critique de l'ordre de 5%, ce qui pourrait être la valeur maximale attendue dans l'expérience réelle.

Des calculs non montrés ici suggèrent que le comportement post pic du remblai puisse être important pour la rupture. Le modèle numérique conduit à un radoucissement excessif qui a tendance à induire un écoulement du matériau remblai supérieur à la réalité, facilitant ainsi la rupture. Nous avons vu néanmoins qu'il est difficile d'augmenter le rapport d'allongement des particules du remblai qui aurait limité l'effet du radoucissement.

Même si cette méthode discrète pure produit des résultats de très bonne qualité, la simulation a besoin d'un temps de calcul important. En négligeant le temps requis pour déterminer les paramètres locaux du modèle, la rupture des murs chargés avec le remblai a besoin d'environ 2,5 semaines. Pour cette raison, dans le chapitre suivant, nous montrerons comment utiliser une méthode DEM-continuum pour aller plus loin, notamment pour réaliser des études paramétriques.

Chapitre 3

Rupture en déformation plane : approche discrète-continue

L'approche discrète pure permet de mieux appréhender les paramètres physiques liés au remblai influençant le processus de rupture, cependant elle nécessite un temps de calcul important. Si le but est d'étudier le comportement du MSPS lui-même et non pas le remblai, on peut utiliser une approche discrète-continue : le mur est modélisé par des blocs discrets et le remblai idéalisé par un modèle continu. C'est une méthode utilisée dans la plupart des études existantes sur le MSPS [64, 71].

Pour construire ce type de modèle, deux voies peuvent être explorées : (1) Réaliser le couplage de deux logiciels, l'un discret et l'autre continu ; (2) Utiliser un logiciel intégrant directement cette approche. Dans ce chapitre, nous donnerons d'abord les éléments pour réaliser le couplage entre les codes PFC2D et FLAC (approche 1). Ensuite, le développement d'une étude paramétrique sera effectué en utilisant le logiciel UDEC (approche 2). La validation des modèles est toujours basée sur les expériences menées par Villemus et al. [167] où le chargement est constitué par une poussée hydrostatique et Colas et al. [43] où le chargement du mur est réalisé par un remblai.

3.1 Couplage de deux codes

Pour le MSPS, les données géométriques et les paramètres mécaniques sont ceux déjà identifiés au chapitre 1 et le code utilisé pour créer ce système sera celui utilisé précédemment (PFC2D, code ITASCA). Le remblai est modélisé par un modèle continu dans le logiciel FLAC (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*). C'est un logiciel (code ITASCA) basé sur une approche de différences finies explicite. La loi de comportement choisie pour le remblai est le modèle élastique-parfaitement-plastique de Mohr-Coulomb, avec les paramètres mécaniques donnés dans l'essai triaxial de Colas et al., soit : (1) Module de compressibilité $K = 55$ MPa (2) Module de cisaillement $G = 38$ MPa (3) Angle de frottement au pic $\phi_{sp}^g = 37,7^\circ$ (4) Angle de dilataance $\Psi = 8^\circ$ pour $\sigma_c = 35$ kPa.

Le défi de cette simulation numérique reste actuellement dans l'interface mur-remblai. Le

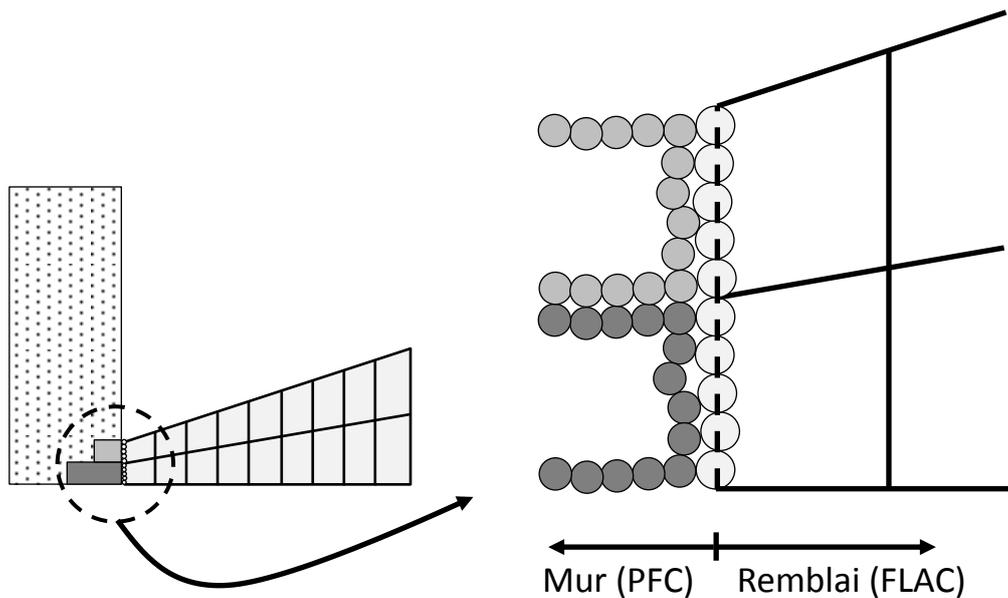


FIGURE 3.1: Principe de couplage sans recouvrement au niveau de l'interface mur-remblai.

couplage des codes s'effectue au niveau de l'interface mur-remblai (voir Figure 3.1) ce qui pose la question suivante : Le modèle de la face du mur en contact avec le remblai conserve sa macro-rugosité et cette technique de couplage ne peut pas garantir l'angle de frottement d'interface souhaité de $\phi_i^s = 37,7^\circ$.

Il est alors préférable que le couplage discret continu s'effectue au sein même du remblai et une certaine bande verticale de particules discrètes est créée entre le mur et le remblai continu ($\approx 20D_{50}$ de largeur). L'échange d'information entre les deux logiciels est fait par la technique de couplage sans-recouvrement (voir Figure 3.2). La Figure 3.3 montre le schéma de couplage PFC2D-FLAC utilisé. La simulation est faite tour-à-tour, où à chaque cycle de calcul, FLAC envoie la vitesse d'un nœud vers PFC2D et ce dernier va renvoyer l'information relative à la force de déséquilibre vers FLAC. Le transfert de données utilise une fonction interne de PFC2D/FLAC. Les paramètres mécaniques utilisés pour les grains discrets du remblai sont ceux identifiés dans le chapitre 2.

A titre d'exemple, la Figure 3.4 montre le modèle de mur C2si, modélisé avec le couplage PFC2D-FLAC. Le chargement est fait par étape, c'est-à-dire que le poids du système continu est activé couche par couche (en même temps que le dépôts des particules du remblai) jusqu'à la rupture du mur. Pour ce mur, on trouve une hauteur critique h_{cr} de 2,33 m, ce qui est en bon accord avec le résultat de la simulation de l'approche discrète pure. Le temps de calcul typique pour les systèmes mur-remblai modélisés est par couplage PFC2D-FLAC d'environ deux jours.

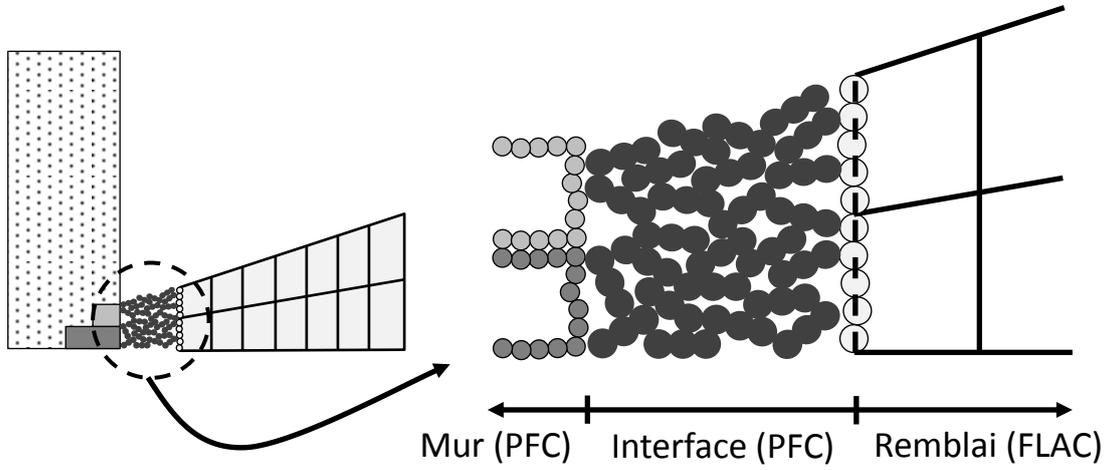


FIGURE 3.2: Principe de couplage sans recouvrement dans le corps du remblai.

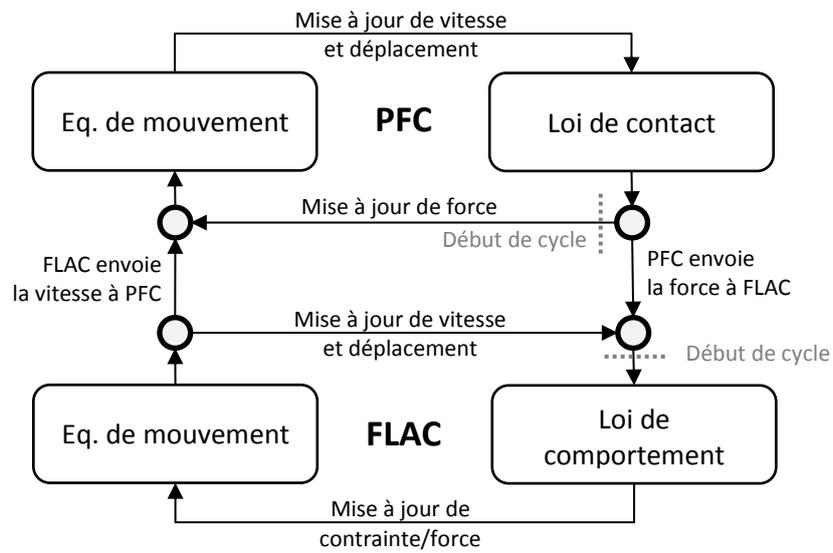


FIGURE 3.3: Schéma de couplage PFC2D-FLAC.

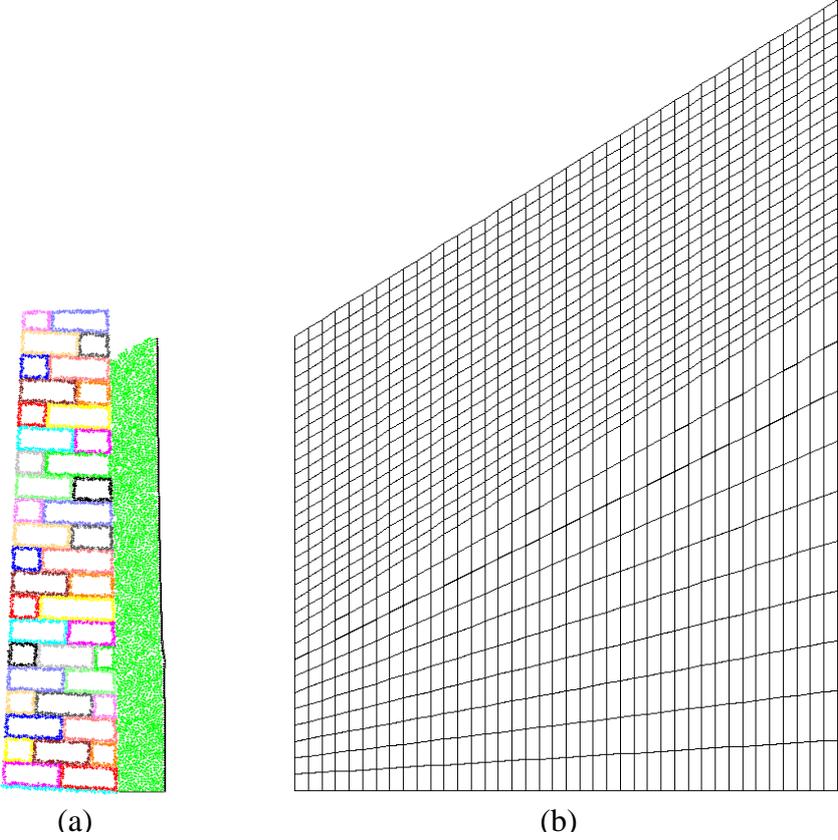


FIGURE 3.4: Modèle de mur C2si simulé avec le couplage PFC2D-FLAC : (a) Côté PFC (b) Côté FLAC.

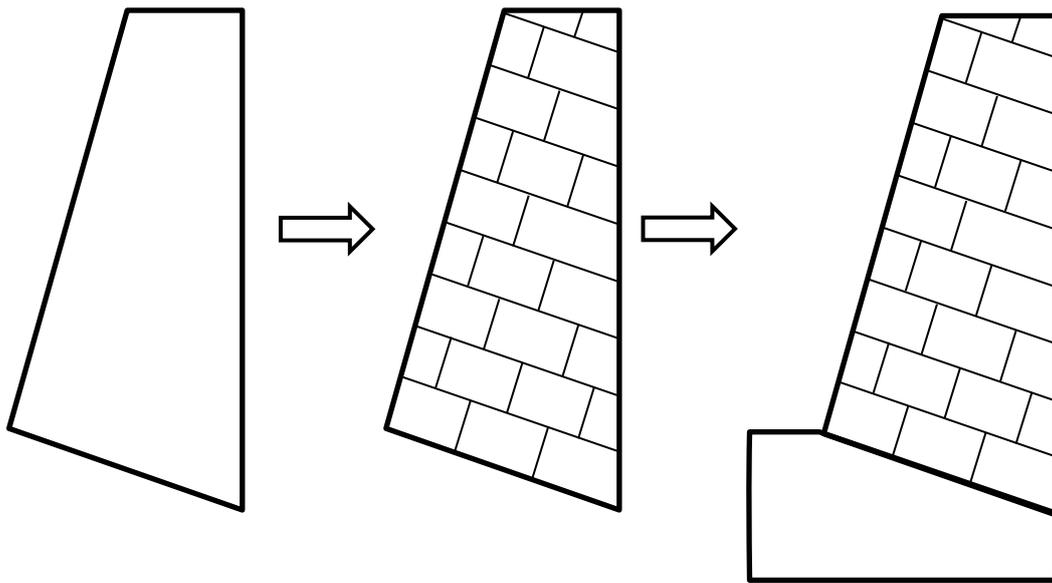


FIGURE 3.5: Principe de construction d'un MSPS sous UDEC.

3.2 Modèle discret-continu : simulation par UDEC

Comme vu, la méthode discrète-continue est beaucoup plus rapide que la méthode discrète pure, pourtant en termes d'efficacité, le couplage ne pourra pas être aussi performant que s'il est réalisé au sein d'un même logiciel car cette méthode évitera l'ouverture de fichiers et l'écriture consommatrices de temps de calcul. On a choisi alors d'utiliser le logiciel UDEC (*Universal Distinct Element Code*, code ITASCA).

Le principe de calcul sous UDEC est :

- Le système peut être composé de sous-systèmes (discrets) rigides ou déformables ;
- L'interaction entre les sous-systèmes met en jeu une loi mécanique écrite au contact entre les éléments discrets (cf. Annexe D) ;
- L'équation du mouvement est écrite pour l'ensemble du système. Il s'agit d'une équation dynamique, explicite par différences finies, résolue après avoir réactualisé les valeurs des actions issues du pas de calcul précédent.

Les blocs (ou sous-systèmes) dans UDEC sont polygonaux et ils peuvent être construits : (1) individuellement en précisant les nœuds de chacun des blocs ou (2) par découpage d'un gros bloc. Nous avons choisi de construire le MSPS par la deuxième technique. La Figure 3.5 montre le principe de construction du MSPS.

Contrairement au modèle mur-remblai construit au chapitre 2, la géométrie d'un bloc est du type quasi polyhédrique sans rugosité géométrique et les lois de contact bloc-bloc, contact qui est déformable, ou de l'interface mur-remblai sont des lois moyennées. Ainsi, par exemple, pour l'interface mur-remblai, l'information attendue pour l'angle de frottement de l'interface correspond à l'angle de frottement global ϕ_i^s supposé égal à $37,7^\circ$.

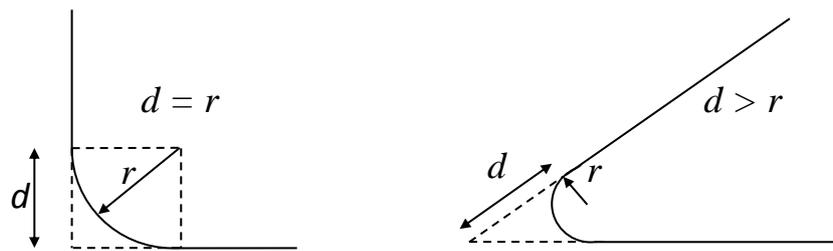


FIGURE 3.6: Rayon du coin arrondi pour un bloc, défini par la longueur arrondie d .

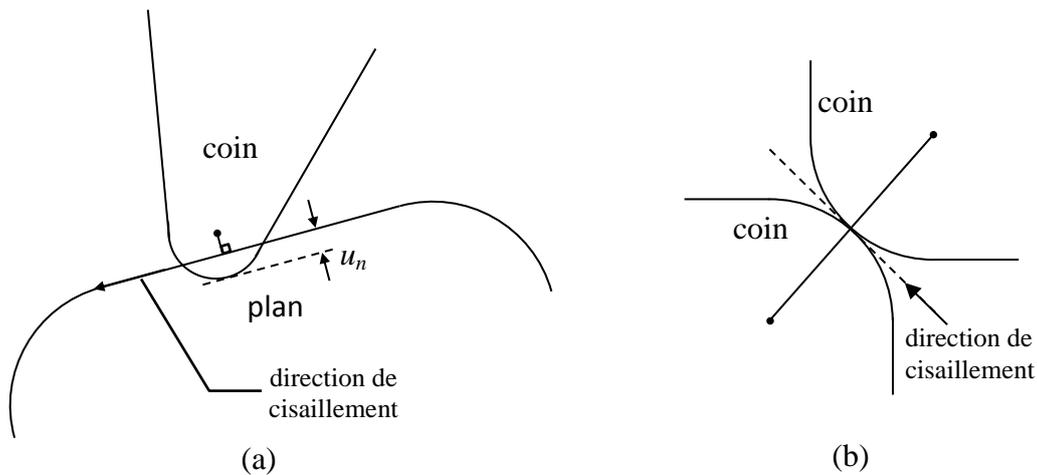


FIGURE 3.7: Types de contact dans UDEC : (a) Coin-Plan (b) Coin-Coin.

Les blocs discrets sont dits quasi polyhédriques car ils présentent des arêtes arrondies correspondant à l'écrasement du coin du bloc. Le coin arrondi a un rayon r , défini à partir de la longueur arrondie d qui est une constante (voir Figure 3.6). On utilise pour d la valeur par défaut, égale à 1% de la longueur du côté du bloc représenté. Cette forme arrondie n'intervient que dans la détection et le calcul des contacts. La masse du bloc par exemple, est calculée sur la base de l'aire totale du bloc non-arrondi.

Il existe trois types de contacts possibles entre éléments :

- Coin-Plan (*corner-edge*) : La direction du vecteur de contact est la normale à la surface du plan. Le contact est situé à l'intersection entre le plan d'un bloc et le vecteur de contact passant par le centre de courbure du coin (voir Figure 3.7a).
- Coin-Coin (*corner-corner*) : Le contact coin-coin est défini par le centre de courbure vis-à-vis de deux coins de blocs en contact (voir Figure 3.7b).
- Plan-Plan (*edge-edge*) : Ce type de contact est traité comme un contact coin-plan multiple, donc en réalité tout contact est soit du type coin-plan soit coin-coin. La Figure 3.8 illustre l'arrangement des blocs pour un mur et le type de contacts existant dans un état non chargé.

Les blocs sont modélisés comme étant des solides rigides à contact déformable. La loi de contact choisie pour ces contacts (ou joints) est la loi de Coulomb. La relation contrainte-déplacement dans la phase élastique met en jeu des rigidités normale K_n et tangentielle K_s .

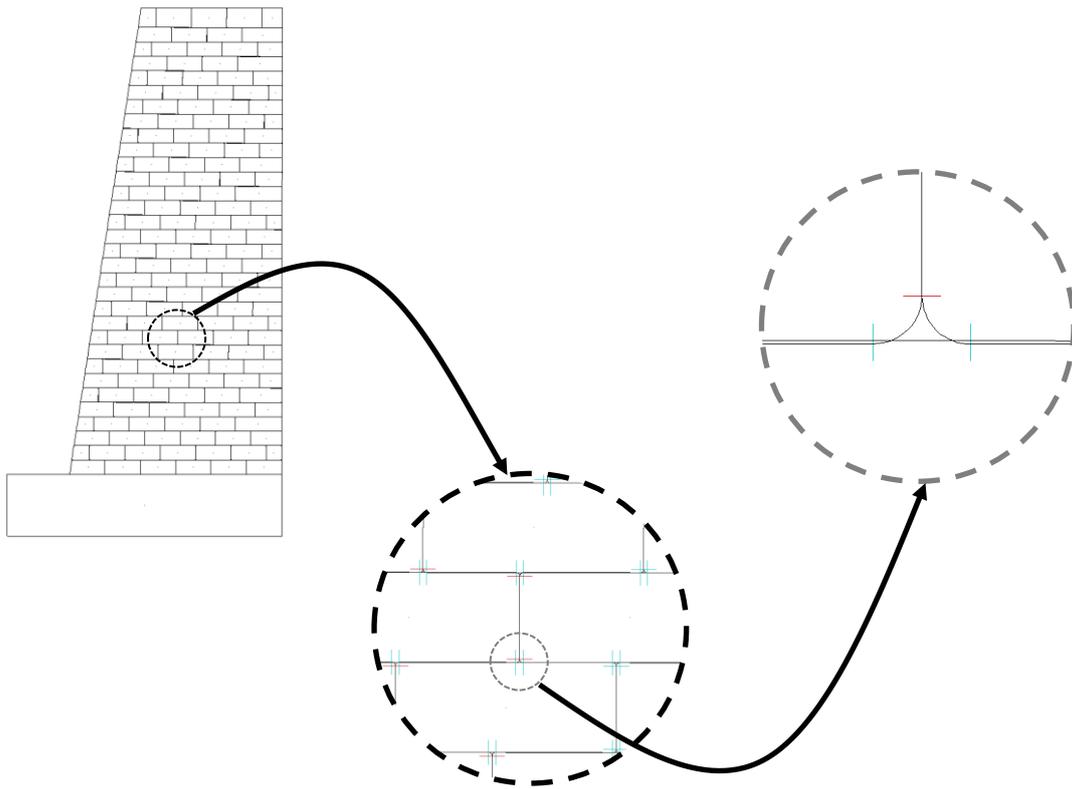


FIGURE 3.8: Contacts entre bloc dans le mur V3c.

Contrairement au modèle précédent de PFC, la rigidité de contact n'est pas déduite de la rigidité des objets. On choisira une rigidité normale et tangentielle de contact de 10^8 Pa/m.

3.2.1 Sollicitation : poussée hydrostatique

Les expériences de Villemus et al. (poussée hydrostatique) sont d'abord modélisées par cette approche discrète-continue sous UDEC. Les paramètres mécaniques et géométriques sont décrits dans la partie 1.4. La taille de bloc choisie est 12,5 cm de hauteur et 30 cm de largeur. On rappelle que la première rangée de blocs des MSPSs a été fixée, conformément à l'expérience. Le mur est alors chargé par une poussée hydrostatique (pression triangulaire horizontale) croissante par un incrément égal à 1% de la hauteur du mur. La Figure 3.9 montre les murs V2c et V5s de Villemus et al. modélisés par une approche discrète-continue et sollicités par une poussée hydrostatique.

Comme indiqué dans le chapitre précédent, deux critères sont utilisés au cours du chargement progressif : un critère de stabilité et un critère d'arrêt-rupture. Seul un critère basé sur l'énergie cinétique, qui a néanmoins l'inconvénient de fluctuer plus que d'autres quantités, sera utilisé ici. En effet, contrairement à PFC2D, UDEC ne donne accès qu'à la force de déséquilibre maximale qui est trop discriminante pour le système étudié. Pour une hauteur de chargement inférieure à 40% de la hauteur de mur, le critère de stabilité basé sur l'énergie cinétique du mur est atteint lorsque l'énergie cinétique instantanée du mur est inférieure à 1.10^{-2} J, puis 1.10^{-3} J

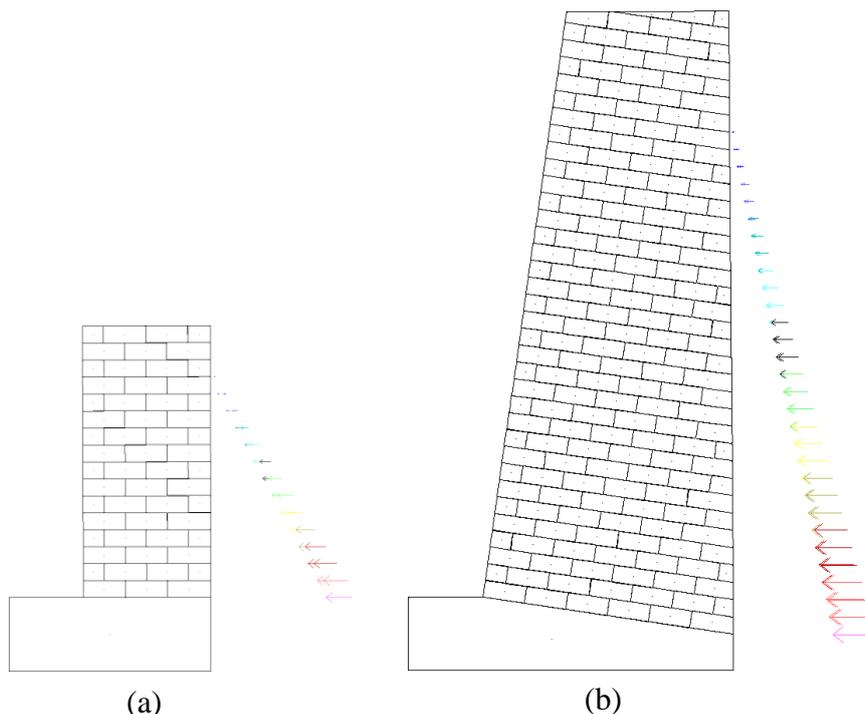


FIGURE 3.9: MSPS chargés par une poussée hydrostatique et modélisés par l'approche discrète-continue : (a) Mur V2c (b) Mur V5s.

pour des hauteurs de chargement supérieures. Si l'énergie cinétique du mur est inférieure à ces valeurs, le chargement est incrémenté. Pour le critère d'arrêt, on utilise une valeur de l'énergie de 1.10^{-2} J. Si l'énergie cinétique du mur dépasse cette valeur pendant dix mesures successives (espacées de 1000 pas de calcul chacune), la simulation est arrêtée.

Le Tableau 3.1 montre la comparaison des résultats expérience-simulation en termes de hauteur critique de sollicitation. On notera que l'erreur relative est inférieure à 9% et en moyenne de même qualité que celle trouvée par une approche discrète pure. Cependant, ici les temps de calcul ont été fortement réduits : 5 min au lieu d'une dizaine d'heures. Par ailleurs, on notera que les modes de rupture trouvés par la simulation sont plus conformes avec ce qui a été trouvé lors des expériences. On peut penser que cela provient du traitement du contact bloc-bloc au moment de la rupture. Il semble que le mode de rupture dans les expériences soit souvent à la limite du mode renversement-glisement. Le contact coin-coin dans UDEC semble au moment, de la rupture, faciliter le transfert d'un mode renversement naissant vers un mode de rupture en glissement, ce que ne permettait pas la loi *smooth joint* dans PFC2D.

Ces résultats de bonne qualité alors que seule la géométrie générale du mur et l'utilisation de blocs de taille standard ont été considérés semblent indiquer que certains paramètres n'influencent qu'à l'ordre 2 la rupture des murs de soutènement pour ce type de chargement. On peut citer : (1) Arrangement des blocs ; (2) Variation de la taille des blocs ; (3) Incertitude sur l'angle de frottement bloc-bloc ; (4) Porosité du mur.

Pour vérifier cela, on étudie d'abord les deux premiers paramètres mentionnés liés à la confi-

TABLE 3.1: Hauteur critique de chargement trouvées lors de la simulation des expériences de Villemus et al. : chargement hydrostatique.

Hauteur du mur h (m)	2,0	1,95	4,0	2,0	4,25
Mur	V1c	V2c	V3c	V4c	V5s
Expérience	1,74G	1,78R	3,37G	1,90R	3,62G
Simulation DEM†	1,89G	1,92R	3,62G	1,90R	3,77R
Erreur relative	9%	8%	7%	0%	4%

R=Renversement, G=Glissement

† Avec l'incertitude $\pm 0,5\%h$.

guration/variation géométrique des blocs. Deux types de simulation ont été faits : (1) Utilisation de longs blocs traversants (*through-stone*) alternativement pour chaque cinq lits ; (2) Mur avec blocs d'une taille $\frac{1}{4}$ (6 cm x 15 cm). La Figure 3.10 montre le mur V5s originel comparé avec le mur constitué de blocs traversant et des blocs de taille réduite. Les résultats de ces simulations sont montrés dans le Tableau 3.2. On peut résumer ces résultats comme suivant :

- L'utilisation de blocs traversant ne semble pas changer la qualité des résultats, ni le mode de rupture des MSPS.
- L'utilisation de blocs de taille réduite ne semble pas changer la qualité des résultats. Néanmoins, cela tend à diminuer la hauteur critique de sollicitation. On notera que le mode de rupture du mur V5s (glissement à la place de renversement) devient compatible avec celui trouvé expérimentalement.

Ensuite, d'autres simulations ont été menées pour étudier l'effet de l'incertitude sur l'angle de frottement d'interface bloc-bloc ϕ_b^g . On considérera que l'incertitude de frottement bloc-bloc ne dépasse pas $\pm 3^\circ$. Le Tableau 3.3 montre les résultats issus de ces simulations. Tout d'abord, pour des murs avec le mode de rupture par renversement (V2c, V4c et V5s), l'augmentation de l'angle de frottement bloc-bloc ($+3^\circ$) ne change pas la hauteur critique ni son mode de rupture. En revanche, la diminution de l'angle de frottement bloc-bloc (-3°) va toujours diminuer la hauteur critique de la sollicitation. Ici, la diminution de l'angle de frottement bloc-bloc diminue la hauteur critique de 1 à 4 % par rapport au cas référence. En conclusion, l'incertitude sur l'angle de frottement n'a pas une influence importante sur la hauteur critique de la sollicitation, mais affecte le mode de rupture dans la plage de valeurs étudiées pour l'angle de frottement.

Dans l'expérience de Villemus et al., tous les blocs utilisés pour la construction des murs ont été pesés et connaissant le volume du mur construit, la porosité du mur a alors pu être déduite. Une série de simulations est faite pour étudier l'influence de l'incertitude liée au poids des blocs. On choisit de modéliser des murs avec $\pm 5\%$ de porosité. Colas [43] a indiqué que la porosité mesurée semble dépendre du matériau pierre utilisé. Dans la campagne expérimentale de Villemus, la porosité mesurée pour des murs en calcaire varie entre 23% à 27%. Le résultat de cette série de simulations est montré dans le Tableau 3.4. Il est clair que la résistance de MSPS indiquée par la hauteur critique de chargement a une relation directe avec la porosité du mur : l'augmentation de la porosité d'un mur diminue la hauteur critique et inversement. Une variation de porosité de 5% peut induire une variation de hauteur critique de chargement de 4%.

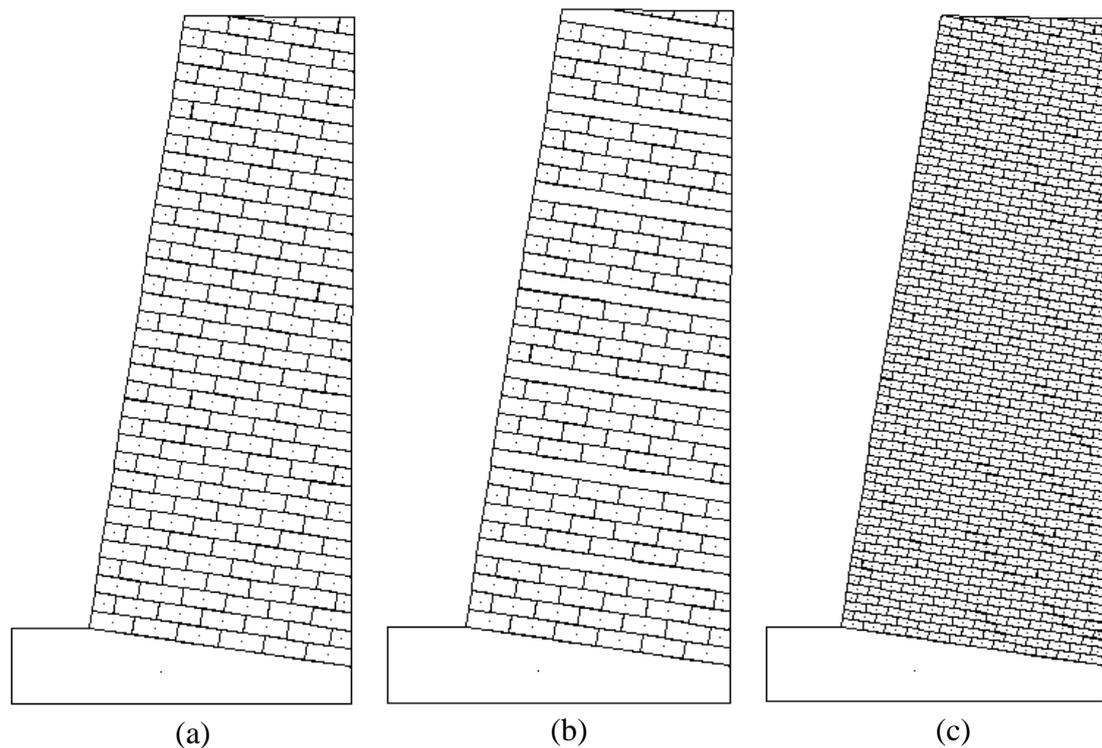


FIGURE 3.10: Comparaison du modèle de mur V5s avec : (a) Bloc moyen compatible avec l'expérience (b) Mur avec de longs blocs traversants (c) Bloc de taille réduite.

TABLE 3.2: Hauteur critique des murs chargés par la poussée hydrostatique, avec : une taille réduite de blocs et l'utilisation de longs blocs traversants.

Hauteur du mur h (m)	2,0	1,95	4,0	2,0	4,25
Mur	V1c	V2c	V3c	V4c	V5s
Expérience	1,74G	1,78R	3,37G	1,90R	3,62G
Simulation DEM (originale) [†] (Voir Figure 3.10a)	1,89G	1,92R	3,62G	1,90R	3,77R
Simulation DEM (blocs traversants) [†] (Voir Figure 3.10b)	1,87G	1,92R	3,62G	1,90R	3,86R
Erreur relative	7%	8%	7%	0%	7%
Simulation DEM (taille réduite de blocs) [†] (Voir Figure 3.10c)	1,79G	1,80R	3,42G	1,78R	3,59G
Erreur relative	3%	1%	1%	6%	1%

R=Renversement, G=Glissement

[†] Avec l'incertitude $\pm 0,5\%h$.

TABLE 3.3: Hauteur critique pour la sollicitation des murs chargés par la poussée hydrostatique : Etude de l'incertitude sur l'angle de frottement bloc-bloc ϕ_b^g .

Hauteur du mur h (m)	2,0	1,95	4,0	2,0	4,25
Angle de frottement entre blocs ϕ_b^g (°)	36	36	36	36	28,5
Mur	V1c	V2c	V3c	V4c	V5s
Expérience	1,74G	1,78R	3,37G	1,90R	3,62G
Simulation DEM (originale)†	1,89G	1,92R	3,62G	1,90R	3,77R
Simulation DEM ($\phi_b^g - 3^\circ$)†	1,81G	1,90G	3,46G	1,89G	3,73G
Différence relative‡	-4%	-1%	-4%	-1%	-1%
Simulation DEM ($\phi_b^g + 3^\circ$)†	1,91R	1,92R	3,62R	1,90R	3,77R
Différence relative‡	+1%	0%	0%	0%	0%

R=Renversement, G=Glissement

‡ Gain (+) ou perte (-) d'hauteur critique relative aux résultats de simulation originale.

† Avec l'incertitude $\pm 0,5\%h$.

La modélisation de MSPS chargée par la charge hydrostatique montre que les résultats trouvés sont bien en accord avec l'expérience à l'échelle 1 et de qualité similaire à ce qui avait été obtenu par l'approche discrète pure. Une étude paramétrique montre que ni l'arrangement des blocs, ni la taille des blocs ne change la qualité des résultats. L'incertitude sur l'angle de frottement bloc-bloc de l'ordre de 3° ne semble aussi pas affecter la qualité des résultats.

La donnée de la porosité d'un mur n'est toujours pas disponible pendant la construction d'un ouvrage. Si l'ouvrage est construit selon les usages par des professionnels, on pourra se référer à ce qui a été trouvé par Villemus et al., issus de leurs travaux. La porosité moyenne est de 24% pour le calcaire de Saint-Gens et 32% pour le schiste de Saint-Germain de Calberte. Une étude sur l'incertitude de la porosité a été menée. L'augmentation ou la diminution du poids du mur au travers de l'incertitude sur la porosité de 5% a un effet direct sur la résistance du mur, soit un gain de +3% ou une perte de 4% de la hauteur critique par rapport à la simulation de référence.

3.2.2 Sollicitation : poussée d'un remblai

Validation d'essais expérimentaux

Dans cette partie, le MSPS, chargée par un remblai, est étudié. La validation de ce modèle est basée sur la campagne expérimentale à l'échelle 1 de Colas et al. indiquée dans le chapitre 1. Le système global est composé de trois sous-systèmes mécaniques :

- Le MSPS, qui se compose de blocs discrets rigides, à contacts déformables, construit par la même technique donnée en Figure 3.5 ;

TABLE 3.4: Hauteur critique de sollicitation des murs chargé par la poussée hydrostatique :
Etude de l'incertitude liée à la porosité du mur.

Hauteur du mur h (m)	2,0	1,95	4,0	2,0	4,25
Porosité (%)	25	27	24	23	32
Mur	V1c	V2c	V3c	V4c	V5s
Expérience	1,74G	1,78R	3,37G	1,90R	3,62G
Simulation DEM (originale)†	1,89G	1,92R	3,62G	1,90R	3,77R
Simulation DEM (Porosité -5%)‡	1,95G	1,96R	3,70R	1,93R	3,86R
Différence relative‡	+3%	+2%	+2%	+2%	+2%
Simulation DEM (Porosité +5%)†	1,81G	1,88R	3,54G	1,85R	3,73R
Différence relative‡	-4%	-2%	-2%	-3%	-1%

R=Renversement, G=Glissement

‡ Gain (+) ou perte (-) d'hauteur critique relative aux résultats de simulation originale.

† Avec l'incertitude $\pm 0,5\%h$.

- Le remblai, milieu continu, est modélisé par des éléments déformables. Le modèle de comportement choisi est élastique-parfaitement-plastique de Mohr-Coulomb ;
- Le transfert d'effort entre le remblai et le mur se fait à travers un élément mécanique «interface».

La Figure 3.11 montre le modèle du mur C3sp, chargé par le remblai. L'angle de frottement bloc-bloc est utilisé pour le contact entre la semelle et la première rangée de blocs. Un frottement nul est appliqué dans les contacts entre les éléments continus du remblai et la paroi/base fixée. Le maillage du remblai est construit en totalité mais la participation des éléments du maillage à l'équilibre global se fait progressivement couche après couche (épaisseur d'environ 10 cm) après avoir obtenu à chaque fois l'équilibre du système global. En cela, la construction du remblai suit un processus proche de celui ayant existé lors de l'expérience. Pour les murs C3sp et C4cp, la hauteur du sol est supérieure à la hauteur du mur et un élément sans poids au toit du mur a été rajouté.

Les propriétés mécaniques de sol sont : (1) Module de compressibilité $K = 55,39$ MPa (2) Module de cisaillement $G = 34,14$ MPa (3) Angle de frottement au pic $\phi_{sp}^g = 37,7^\circ$ (4) Angle de dilatance $\Psi = 8^\circ$ pour $\sigma_c = 35$ kPa). Les différentes couches de remblai sont séparées entre elles par des éléments interfaces régis par un modèle non-associé de Mohr-Coulomb de propriétés : $\phi_s = 37,7^\circ$ et $C = 0$ Pa.

L'élément interface entre le remblai et le mur est aussi régi par un modèle de Mohr-Coulomb d'angle de frottement interne $37,7^\circ$, conformément à l'hypothèse de calcul prise par Colas et al. pour le calcul à la rupture des murs testés.

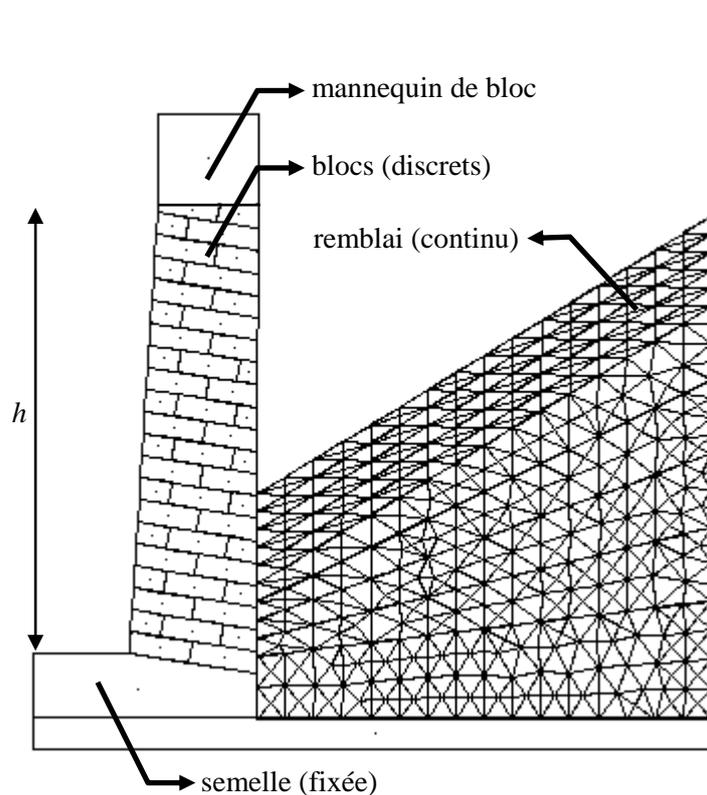


FIGURE 3.11: Modèle de mur C3sp : poussée d'un remblai.

Tout comme pour le modèle de mur chargé par la poussée hydrostatique, on utilise la valeur limite d'énergie cinétique du mur pour évaluer les critères de stabilité et d'arrêt-rupture. Pour une hauteur de chargement inférieure à 40% de la hauteur de mur, on prend une valeur limite de l'énergie cinétique de 10^{-4} J, puis une valeur plus stricte de 10^{-6} J est utilisée pour les hauteurs de chargement supérieures. On prend une valeur de 10^{-3} J pour le critère d'arrêt, lorsque l'énergie cinétique est supérieure à cette valeur pendant dix mesures successives, la simulation est arrêtée.

Les résultats des simulations sont donnés dans le Tableau 3.5. On trouve un bon accord entre simulation et expérience, avec une erreur relative inférieure à 7%, ce qui est du même ordre de grandeur que celle trouvée pour la modélisation par approche discrète pure. La Figure 3.12 montre un exemple de la rupture par renversement du mur C4cp. Le temps de calcul requis est ici entre 2 à 4 heures, ce qui traduit un gain de temps de calcul conséquent par rapport à une méthode discrète pure.

L'outil de modélisation du comportement des MSPS par approche mixte discrète-continue chargé par le remblai a été validé. Les résultats sont très proches de ceux obtenus par l'approche discrète pure, avec un effort beaucoup moins important de modélisation et des temps de calcul bien inférieurs. L'ensemble des calculs confirment aussi indirectement les travaux menés par Villemus et al. et Colas et al. Il s'agit non seulement des expériences menées mais aussi les calculs d'analyse limite ou les calculs à la rupture qui ont été effectués par ces auteurs.

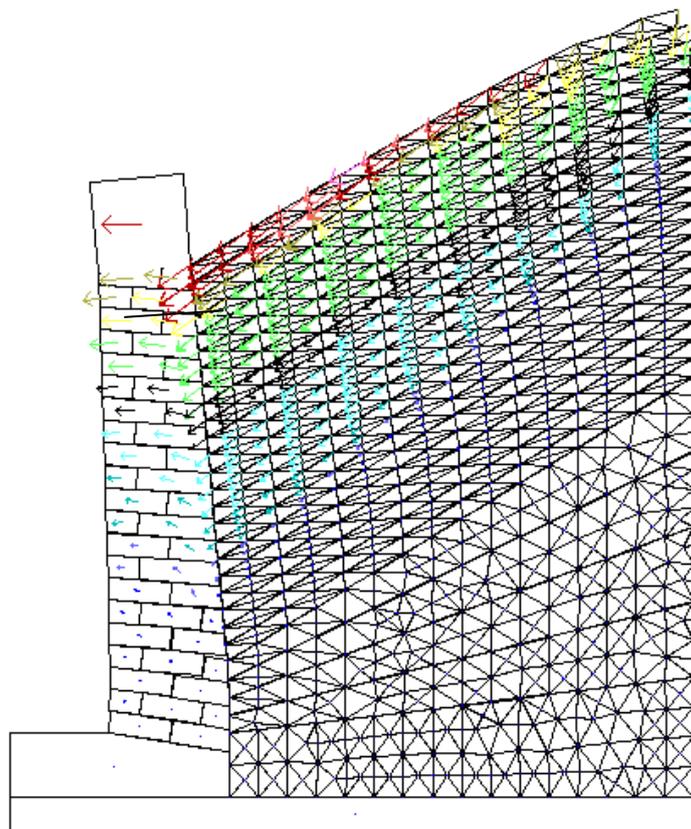


FIGURE 3.12: Rupture par renversement du mur C4cp.

TABLE 3.5: Hauteur critique de chargement trouvée lors de la simulation des expériences de Colas et al. : chargement par un remblai.

Hauteur du mur h (m)	2,5	2,5	2,5
Mur	Mur C2si	Mur C3sp	Mur C4cp
Expérience	2,3G/R	2,78R	2,72R
Simulation DEM [†]	2,41R	2,62R	2,52R
Erreur relative	5%	6%	7%

R=Renversement, G=Glissement

[†] Avec l'incertitude ± 5 cm.

Influence de la cohésion

Les calculs numériques effectués jusqu'à présent ont été menés avec l'hypothèse d'un remblai composé d'un matériau purement frottant, qui était le cas des essais expérimentaux de Colas et al.. Or, il est rare de rencontrer de tels matériaux in situ, qui possèdent une certaine cohésion (quelques kPa). L'impact de l'intervention de la cohésion dans le dimensionnement des MSPS est évalué alors que la cohésion n'est pas prise actuellement prise en compte dans les abaques de conception des murs en pierre sèche (c.f. : abaques du guide de bonnes pratiques [56]).

En supposant une rupture des MSPS par renversement ou glissement, on évaluera le poids des MSPS permettant d'équilibrer la sollicitation déstabilisatrice (moment ou effort) et l'amélioration du coefficient de sécurité lorsque la cohésion du remblai est prise en compte. Deux cohésions de 2 kPa et 5 kPa sont considérées. Dans le cas avec cohésion de 2 kPa et 5 kPa, dû à la cohésion, une certaine couche superficielle du remblai n'est pas mobilisée et ne sollicite pas le mur, ce qui correspond respectivement à une épaisseur de 20 cm et 35 cm. Une simulation avec une cohésion assez élevée (e.g. : 10 kPa) est non pertinente car une grande partie du sol est alors auto-stable dans la gamme de hauteurs de mur étudiée.

Dans ce calcul, la surface du remblai est supposée horizontale ($\beta = 0^\circ$), la masse volumique du remblai est prise égale à 1520 kg/m^3 , la hauteur critique h_c de 2,5 m et l'angle de frottement ϕ_s du sol à 30° . Pour le mur, la géométrie correspondant au mur C2si est choisie, l'angle de frottement bloc-bloc ϕ_s sera égal à 25° et la masse volumique apparente du mur égale à 2050 kg/m^3 . L'angle de frottement de l'interface mur-remblai est fixé à 30° .

Les calculs seront menés en référence au remblai de cohésion nulle, donnant le poids maximum du mur capable d'équilibrer l'action du remblai (Figure 3.14). La méthodologie pour le calcul est donnée dans la Figure 3.13. La géométrie du mur est d'abord fixée de manière à juste équilibrer le poids du remblai purement frottant. Par la suite, pour une cohésion du remblai fixée, on diminue progressivement la masse volumique du mur (étapes de 50 kg/m^3 jusqu'à atteindre la rupture du mur, donnant alors le poids du mur permettant d'équilibrer l'action du remblai pour la cohésion considérée. La géométrie du mur associée à une masse volumique de 1520 kg/m^3 strictement nécessaire pour soutenir le remblai est alors évaluée. Enfin, la validation de ce système est effectuée par une simulation numérique.

La Figure 3.14 montre les trois géométries minimales nécessaires pour soutenir le remblai avec une cohésion de 0 kPa, 2 kPa et 5 kPa, respectivement. Le Tableau 3.6 montre les poids de pierre nécessaires pour équilibrer l'action du remblai. La prise en compte de la cohésion de 2 kPa et 5 kPa, diminue le poids du mur nécessaire de 2,35 t/m à 1,49 t/m et 0,6 t/m respectivement, ce qui est une diminution très importante. On peut aussi calculer le facteur de sécurité relatif au renversement (mode de rupture trouvé) en comparant le moment stabilisant requis pour le mur sans cohésion et le mur avec cohésion. A titre d'exemple, le calcul montre qu'un MSPS soutenant un remblai de cohésion 2 kPa sans que cette dernière soit prise en compte dans le calcul conduit à un facteur de sécurité de 2,2, ce qui est conséquent.

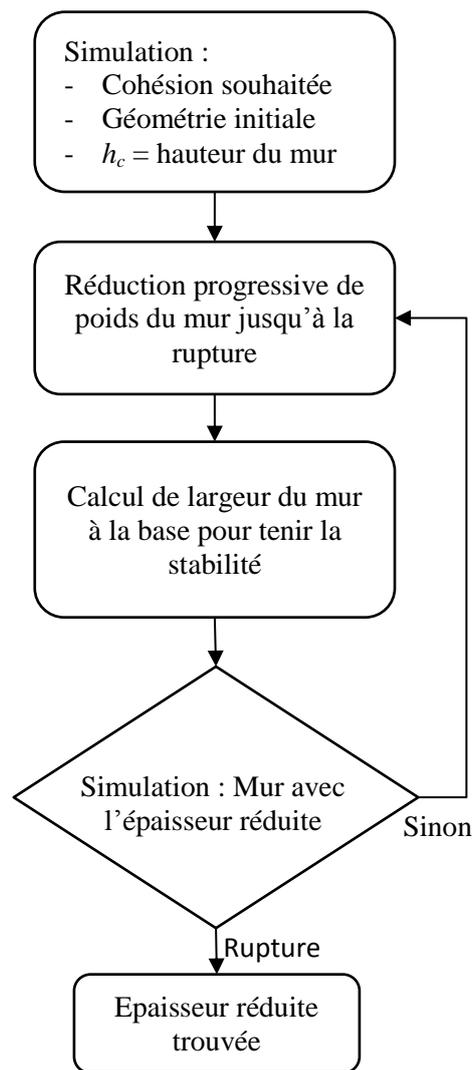


FIGURE 3.13: Méthodologie utilisée dans l'étude de cohésion.

TABLE 3.6: Volume de pierre nécessaire pour équilibrer la poussée du remblai pour trois valeurs de cohésion et coefficient de sécurité induit.

Cohésion du remblai (kPa)	0	2	5
Largeur du mur à la base l_b (m)	0,528	0,363	0,191
Poids du mur (t/m)	2,35	1,49	0,6
Différence de poids comparé avec le modèle sans cohésion (%)	0%	37%	74%
Moment stabilisant (N.m)	6908	3157	735
Facteur de sécurité vis-à-vis du renversement	1,0	2,2	9,4

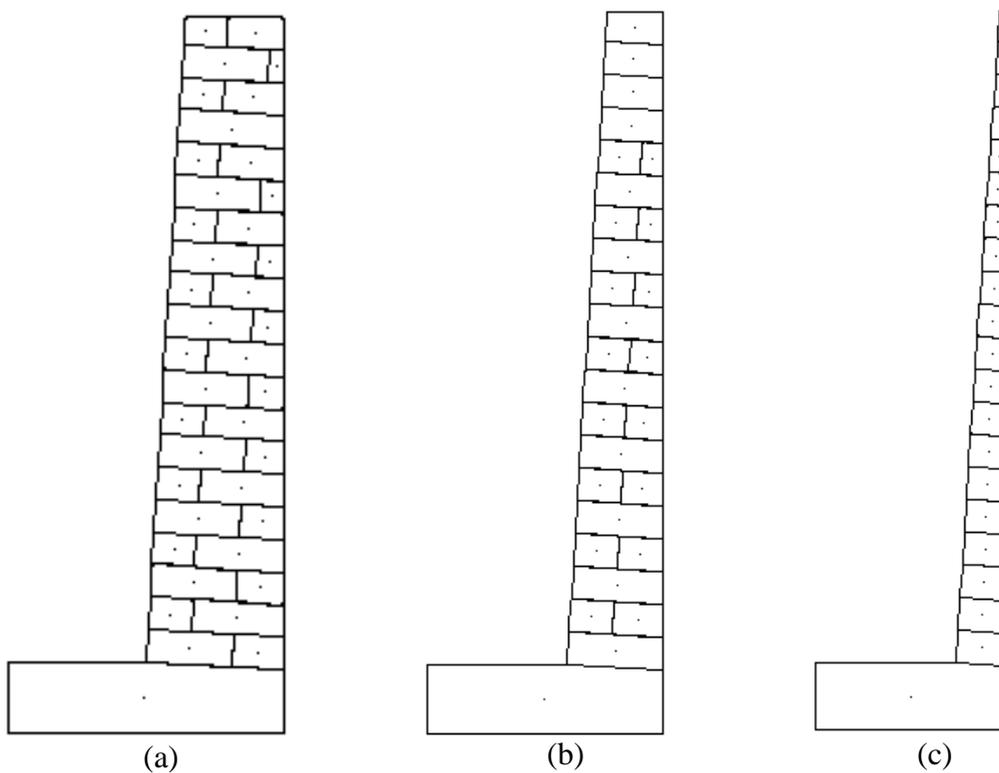


FIGURE 3.14: Géométrie minimale requise pour la valeur de cohésion de : (a) $C = 0$ kPa (b) $C = 2$ kPa (c) $C = 5$ kPa.

Enfin, trois études paramétriques ont été menées pour étudier l'effet de l'incertitude de : (1) L'angle de frottement bloc-bloc ; (2) L'angle de frottement du remblai ; (3) L'angle de frottement de l'interface mur-remblai sur la rupture du système. Pour ces cas, on choisira une incertitude $\pm 3^\circ$, comme prise pour le contact bloc-bloc. Les résultats des simulations sont donnés dans le Tableau 3.7, 3.8 et 3.9 respectivement. Le gain ou la perte de hauteur critique comparée avec la simulation de référence est du même ordre de grandeur pour le remblai ou pour l'interface mur-remblai. Par contre, l'incertitude de l'angle de frottement bloc-bloc semble avoir moins d'influence sur la hauteur critique. L'importance de l'incertitude sur l'interface mur-remblai n'était pas attendue si élevée. Le fait que ses propriétés restent difficiles à estimer précisément in situ reste alors un vrai problème.

Les simulations de MSPSs chargés par un remblai donnent des résultats qui sont en accord avec l'expérience. Une étude de l'influence de la cohésion sur la hauteur critique de remblai montre qu'elle a une forte influence sur la résistance du mur. L'existence d'une faible cohésion de 2 kPa peut donner un facteur de sécurité vis-à-vis de renversement de 2,2.

Trois séries d'études paramétriques sont faites pour étudier l'effet de : angle de frottement bloc-bloc (voir Tableau 3.7), angle de frottement du sol (voir Tableau 3.8) et angle de frottement d'interface (voir Tableau 3.9). La simulation montre que l'inexactitude de mesure d'un paramètre ne va pas changer radicalement la hauteur critique du mur. En considérant qu'une sur-mesure d'un paramètre peut être récompensée par une sous-mesure d'un autre paramètre, la simulation de référence (originale) montre que les données fournies produisent une bonne

TABLE 3.7: Hauteur critique de chargement trouvée lors du chargement par un remblai : étude de l'incertitude sur l'angle de frottement bloc-bloc.

Hauteur du mur h (m)	2,5	2,5	2,5
Angle de frottement entre blocs ϕ_b^g (°)	25	25	35
Mur	C2si	C3sp	C4cp
Expérience	2,3G/R	2,78R	2,72R
Simulation DEM (originale)†	2,41R	2,62R	2,52R
Simulation DEM ($\phi_b^g - 3^\circ$)†	2,38R	2,62R	2,52R
Différence relative‡	-1%	0%	0%
Simulation DEM ($\phi_b^g + 3^\circ$)†	2,44R	2,63R	2,52R
Différence relative‡	+1%	≈0%	0%

R=Renversement, G=Glissement

‡ Gain (+) ou perte (-) de hauteur critique relativement aux simulations originales.

† Avec l'incertitude ± 5 cm.

TABLE 3.8: Hauteur critique de chargement trouvée lors du chargement par un remblai : étude de l'incertitude sur l'angle de frottement du remblai.

Hauteur du mur h (m)	2,5	2,5	2,5
Mur	C2si	C3sp	C4cp
Expérience	2,3G/R	2,78R	2,72R
Simulation DEM (originale)†	2,41R	2,62R	2,52R
Simulation DEM ($\phi_s^g - 3^\circ$)†	2,40R	2,59R	2,50R
Différence relative‡	≈0%	-1%	-1%
Simulation DEM ($\phi_s^g + 3^\circ$)†	2,54R	2,76R	2,65R
Différence relative‡	+5%	+5%	+5%

R=Renversement, G=Glissement

‡ Gain (+) ou perte (-) de hauteur critique relativement aux simulations originales.

† Avec l'incertitude ± 5 cm.

TABLE 3.9: Hauteur critique de chargement trouvée lors du chargement par un remblai : étude de l'incertitude sur l'angle de frottement de l'interface mur-remblai.

Hauteur du mur h (m)	2,5	2,5	2,5
Mur	C2si	C3sp	C4cp
Expérience	2,3G/R	2,78R	2,72R
Simulation DEM (originale)†	2,41R	2,62R	2,52R
Simulation DEM ($\phi_i^g - 3^\circ$)†	2,31R	2,55R	2,40R
Différence relative‡	-4%	-3%	-5%
Simulation DEM ($\phi_i^g + 3^\circ$)†	2,54R	2,73R	2,54R
Différence relative‡	+5%	+4%	+1%

R=Renversement, G=Glissement

‡ Gain (+) ou perte (-) de hauteur critique relativement aux simulations originales.

† Avec l'incertitude ± 5 cm.

qualité de résultat.

TABLE 3.10: Temps de calcul selon les approches : MSPS chargé par la poussée hydrostatique.

Approche	Temps de calcul
Analytique par le calcul à la rupture	Instantané
Simulation PFC2D†	4 à 18 heures
Simulation UDEC†	≈ 5 minutes

† Simulé avec Intel Xeon CPU de 3,2 GHz

TABLE 3.11: Temps de calcul selon les approches : MSPS chargé par un remblai.

Approche	Temps de calcul
Analytique par le calcul à la rupture	Instantané
Simulation PFC2D†	≈ 2,5 semaines
Simulation UDEC†	≈ 4 heures

† Simulé avec Intel Xeon CPU de 3,2 GHz

3.3 Conclusion

Les différentes approches prises dans ce travail pour étudier le comportement des MSPS sont comparées dans cette partie pour en tirer des conclusions générales. Ainsi le Tableau 3.10 et 3.11 montre la comparaison des temps de calcul moyens selon les trois approches prises pour simuler les essais des MSPS chargés par de l'eau ou par un remblai, comme réalisés respectivement dans les expériences de Villemus et al. ou Colas et al. L'approche analytique est, de toute évidence, la plus rapide et conduit à un résultat de bonne qualité. Pourtant, on doit souligner que l'approche discrète permet de mieux cerner le champ de déplacement du mur et du sol lors du chargement, tout comme certains phénomènes physiques à prendre en compte pour améliorer la qualité de la prédiction. On pense notamment à la prise en compte du comportement post pic pour le remblai.

On doit alors soulever les points suivants :

- Le calcul à la rupture est par principe une approche qui donne une estimation par excès de la hauteur critique de la sollicitation. Ceci avait été retrouvé sauf pour le mur C4cp. C'est aussi pour ce mur que la modélisation discrète a donné l'écart avec l'expérience qui est le plus élevé. On peut alors se poser certaines questions concernant la représentativité de l'expérience.
- En général, l'approche discrète pure et discrète-continue donne des résultats d'une qualité supérieure comparée à l'approche analytique de calcul à la rupture.
- L'approche discrète pure favorise la rupture par renversement, qui est une possible limite du modèle de contact bloc-bloc choisi. Cependant, ne pas retrouver le mode de rupture ne semble pas affecter la qualité du résultat produit.

TABLE 3.12: Comparaison entre les résultats produits par l'expérience, le calcul analytique et les simulations : poussée hydrostatique.

Hauteur du mur h (m)	2,0	1,95	4,0	2,0	4,25
Mur	V1c	V2c	V3c	V4c	V5s
Expérience	1,74G	1,78R	3,37G	1,90R	3,62G
Analytique [47]	1,86G	1,92R	3,74G	1,94R	3,98G
Erreur relative	7%	7%	11%	2%	11%
Simulation PFC2D†	1,89R	1,88R	3,54G	1,87R	3,77R
Erreur relative	9%	6%	5%	2%	4%
Simulation UDEC†	1,89G	1,92R	3,62G	1,90R	3,77R
Erreur relative	9%	8%	7%	0%	4%

R=Renversement, G=Glissement

† Avec l'incertitude $\pm 0,5\%h$.

TABLE 3.13: Comparaison entre les résultats produits par l'expérience, le calcul analytique et les simulations : poussée due à un remblai.

Hauteur du mur h (m)	2,5	2,5	2,5
Mur	C2si	C3sp	C4cp
Expérience	2,3G/R	2,78R	2,72R
Analytique [47]	2,58R	2,85R	2,67R
Erreur relative	12%	2%	2%
Simulation PFC2D†	(1) 2,46R (2) 2,38R	(1) 2,68R (2) 2,72R	(1) 2,53R (2) 2,63R
Erreur relative	(1) 7% (2) 3%	(1) 4% (2) 2%	(1) 7% (2) 3%
Simulation UDEC†	2,41R	2,62R	2,52R
Erreur relative	5%	6%	7%

R=Renversement, G=Glissement

† Avec l'incertitude ± 5 cm.

L'étude sur l'effet de l'incertitude sur l'angle de frottement bloc-bloc, celui du remblai et celui l'interface, avec un même ordre d'incertitude de $\pm 3^\circ$, indique que ces deux derniers paramètres sont prépondérants par rapport au frottement bloc-bloc. Sachant que l'angle de frottement de l'interface rugueuse mur-remblai peut être supposé proche de l'angle de frottement interne du remblai, la bonne qualité de mesure de l'angle de frottement du remblai est capitale pour mener un calcul de qualité.

Pour un MSPS conçu pour soutenir un remblai avec cohésion, il faut prendre en compte cette dernière sous peine d'un surdimensionnement conséquent de la structure. Ainsi l'existence d'une cohésion faible de 2 kPa dans le remblai peut donner un coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement de 2,2 alors qu'il valait 1 en considérant un remblai purement frottant.

Chapitre 4

Modélisation de la rupture en mode 3D complet

La rupture 3D pure relève du problème des MSPS routiers. Dans ce cas, le MSPS est chargé par la combinaison de la poussée d'un remblai et de la charge provenant d'efforts concentrés dus à la présence de véhicules sur la chaussée. Cet effort concentré qui est en fait une pression s'appliquant sur une surface réduite s'exerce par l'intermédiaire des pneumatiques du véhicule. Ce chargement, lorsqu'il est excessif, déforme le mur en créant un ventre dans la partie supérieure d'un mur, ce qui relève d'un comportement tridimensionnel pour le MSPS.

L'outil utilisé dans les deux chapitres précédents pour étudier la rupture en déformation plane ne convient alors pas pour étudier cette pathologie. Ainsi, on utilisera le logiciel 3DEC (*3 Dimensional Distinct Element Code*) qui permettra d'effectuer une modélisation 3D de ce problème. Une approche discrete-continue est utilisée pour la modélisation du système mur-remblai. La modélisation de la rupture 3D s'appuiera en partie sur l'expérience à l'échelle 1 réalisée par Le [96]. Dans cette expérience, le mur, qui est à double-parement (voir Figure 4.1b), est chargé selon plusieurs phases de chargement-déchargement.

Dans ce chapitre, nous ne souhaiterons pas résoudre intégralement le problème de la rupture 3D dont le traitement dépasse le temps imparti par ce travail de thèse, mais nous ouvrirons la voie en indiquant où se trouvent les problèmes numériques et quels sont les facteurs géométriques du mur qui faciliteront sa rupture. Le travail qui est donné ici est donc avant tout qualitatif.

4.1 Modèle discret-continu : validation de l'outil numérique

Le logiciel 3DEC est un logiciel qui utilise l'approche aux Eléments Discrets avec les principes de calcul suivants :

- Les éléments sont rigides ou déformables, en ce cas-là, les objets sont maillés. Dans un système, les éléments doivent être tous de même nature. Dans le cas d'un système mur-remblai, cela imposera de manipuler des blocs comme des objets déformables, car le remblai est un système fortement déformable ;

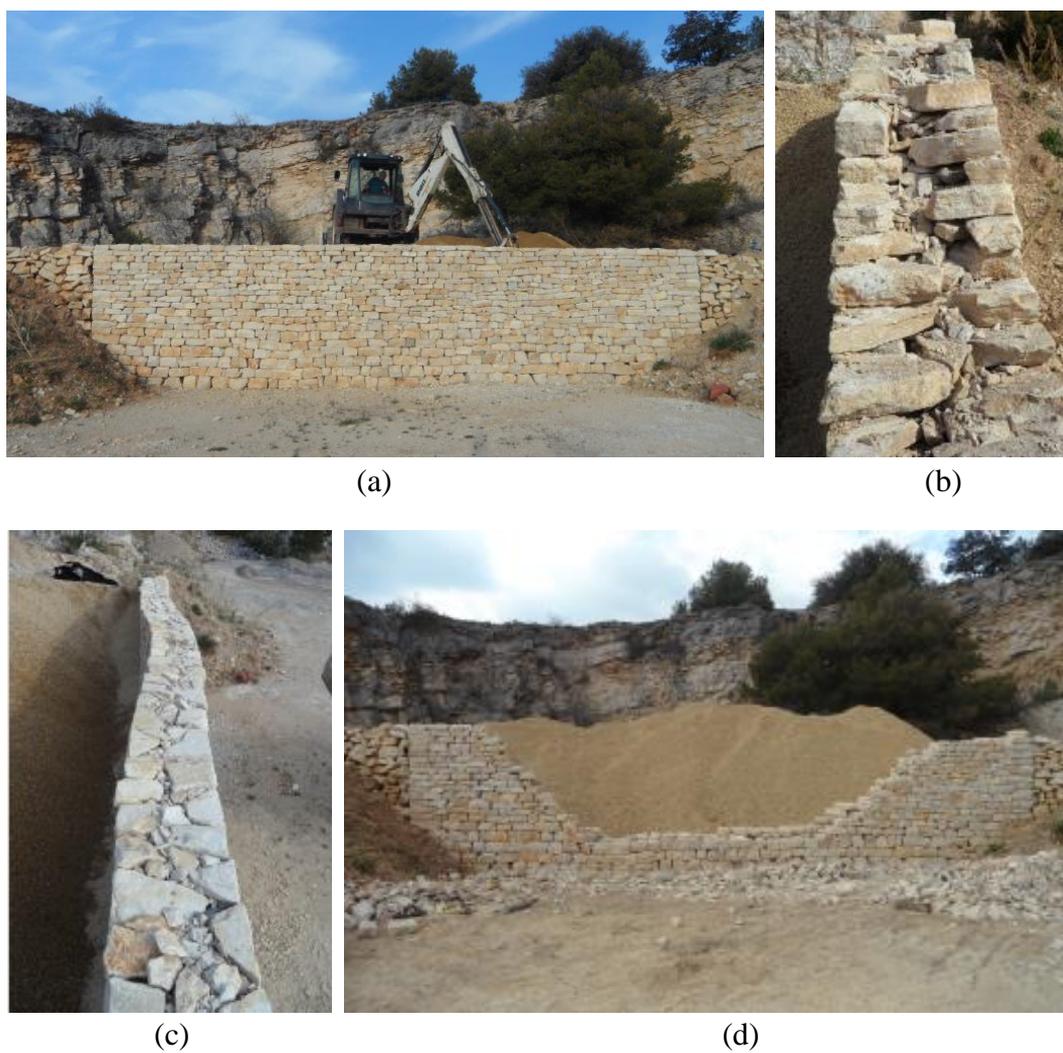


FIGURE 4.1: Vues du mur en double-parement de l'expérience de Le [96] : (a) Vue générale (b) Profil (c) Gonflement du mur après chargement (d) Partie de mur LIC réparée.

- L’interaction entre objets met en jeu une loi mécanique écrite au contact entre les éléments, formulée en termes de contrainte et de déplacement ;
- L’équation du mouvement écrite pour l’ensemble du système est une équation dynamique, explicite, résolue après avoir reactualisé les valeurs des actions issues du pas de calcul précédent.

Dans le modèle tri-dimensionnel, chaque bloc est défini par ses coins, bords et faces. Il existe alors six possibilités de contact bloc-bloc : coin-coin, coin-bord, coin-face, bord-bord, bord-face et face-face. L’efficacité du calcul sous 3DEC est fortement liée à la méthode de détection de contact utilisée. On trouvera en annexe E plus d’informations concernant la technique de recherche de contacts.

Avant de modéliser la rupture 3D pure par un chargement complexe *remblai + effort concentré*, nous tenterons de retrouver les résultats obtenus pour la rupture en déformation plane, qui est une rupture 3D particulière. Nous prendrons alors deux cas de MSPS ; l’un parmi ceux étudiés par Villemus et al. [167] et l’autre parmi ceux étudiés par Colas et al. [43], qui correspondent aux deux types de chargement que nous avons abordés dans les chapitres 2 et 3.

Ces expériences de rupture en déformation plane sont modélisées en 3D en utilisant un mur à double parement correspondant au mur utilisé par Le et al. dans leur expérience. En fait, dans le chapitre précédent, nous avons montré que l’arrangement des blocs d’un MSPS a peu d’influence sur la hauteur critique de chargement pour une rupture en déformation plane.

La Figure 4.2 montre la technique de construction du mur en double parement. Le modèle de MSPS est construit par une technique de découpage de blocs :

- En premier lieu, un gros bloc est généré sur la base des données de la section du mur (hauteur h , largeur en tête l , fruit aval f_1 , fruit amont f_2 , l’inclinaison des joints subhorizontaux α) et une longueur de mur L souhaitée.
- Ce gros bloc est découpé horizontalement en couches (Figure 4.2b).
- Chaque couche est divisée en deux pour créer le parement amont et aval (Figure 4.2c).
- Ensuite dans la Figure 4.2d, chaque volume horizontal est sectionnée de manière régulière pour créer des blocs parallélépipédiques.

4.1.1 Chargement par la poussée hydrostatique

Les caractéristiques géométriques et mécaniques des murs que nous avons choisi de modéliser sont donnés dans la partie 1.4. Nous avons choisi de modéliser un mur de 2 m de longueur, construit avec des blocs rigides de 12 cm de hauteur et 33 cm de longueur. On rappelle que la première rangée de blocs a été fixée dans l’expérience, ce qui sera aussi fait ici. Le chargement hydrostatique est appliqué en exerçant une pression horizontale sur la face amont du MSPS. Cette contrainte est triangulaire dans une section verticale du mur avec une intensité maximale à la base du mur.

Le chargement est fait par incrément de hauteur correspondant à celle d’un bloc. Le critère de stabilité sur la base de l’énergie cinétique du mur est utilisé. Pour le premier $\frac{1}{3}$ de la hauteur

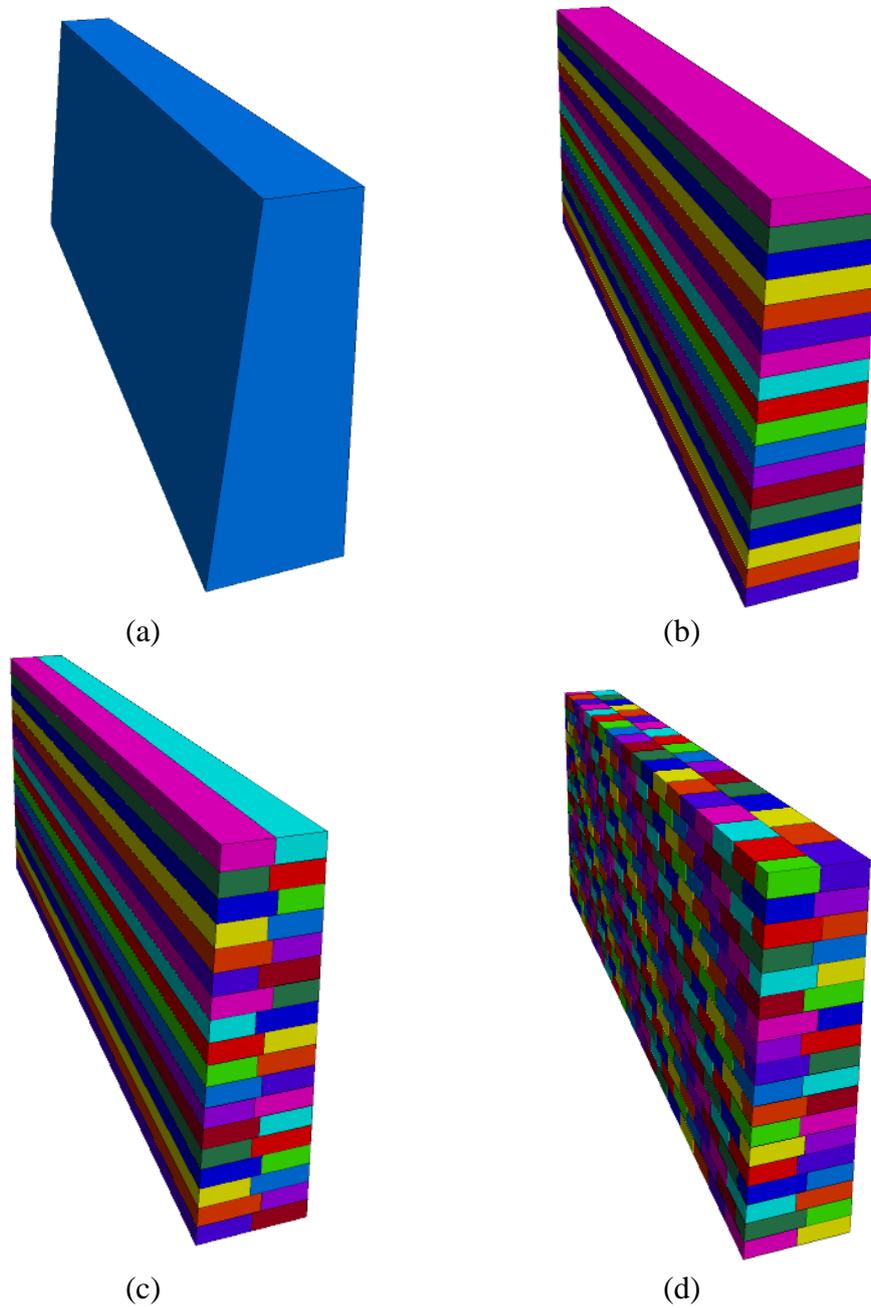


FIGURE 4.2: Construction d'un MSPS pour une modélisation 3D : (a) Création d'un gros bloc (b) Découpage horizontal du gros bloc (c) Division en parement amont et aval (d) Découpage transversal des objets horizontaux.

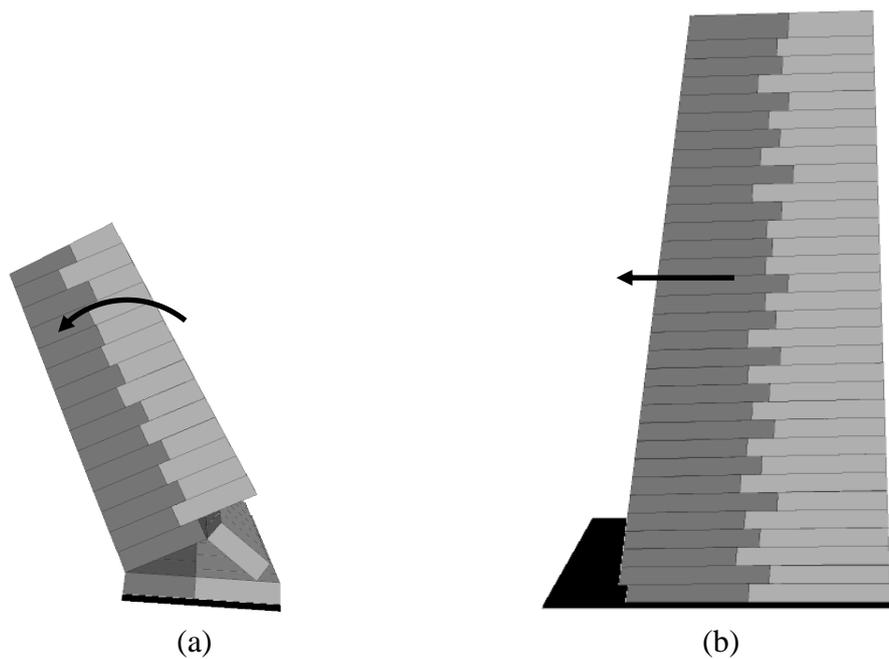


FIGURE 4.3: Rupture d'un MSPS par la poussée hydrostatique : (a) renversement (b) glissement.

du mur, le système est stable si l'énergie cinétique du système est inférieure à $5 \cdot 10^{-2}$ J. Ce critère est resserré à $1 \cdot 10^{-2}$ J lorsque le chargement dépasse $\frac{1}{3}$ de la hauteur du mur. Le critère de rupture est atteint lorsque de l'énergie cinétique dépasse 0,1 J. On rappelle que la simulation est arrêtée si l'énergie cinétique est supérieure à cette valeur pendant dix observations successives.

La Figure 4.3 montre deux modes de rupture en déformation plane dans les simulations chargées par la poussée hydrostatique : renversement (mur V4c) et glissement (mur V3c). Les hauteurs critiques trouvées par simulation sont données dans le Tableau 4.1. L'erreur relative avec l'expérience est inférieure à 12%, ce qui est en bon accord avec ce qui a été obtenu précédemment avec le code UDEC.

TABLE 4.1: Hauteur critique de MSPS modélisé par 3DEC : chargement hydrostatique.

Hauteur du mur h (m)	2,0	1,95	4,0	2,0	4,25
Mur	V1c	V2c	V3c	V4c	V5s
Expérience	1,74G	1,78R	3,37G	1,90R	3,62G
Simulation 3DEC †	1,94G	1,95R	3,69G	1,93R	4,06R
Erreur relative	11%	10%	9%	2%	12%

R=Renversement, G=Glissement

† Avec l'incertitude ± 6 cm.

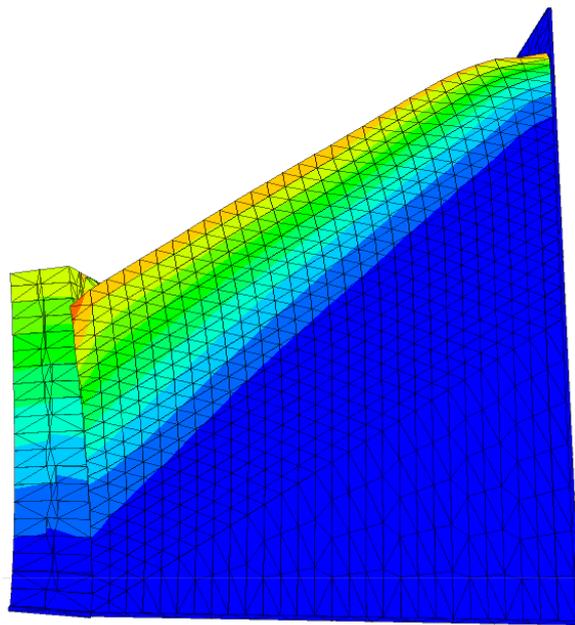


FIGURE 4.4: État critique du mur sous le chargement d'un remblai (déplacement multiplié par un facteur 2).

4.1.2 Chargement par la poussée d'un remblai

Pour valider en premier lieu la capacité du modèle 3D à simuler la rupture par la poussée d'un remblai, on reprend la géométrie du mur C2si, pour laquelle les paramètres mécaniques et géométriques ont été donnés dans la section 1.4. Le mur est modélisé avec la même procédure décrite dans la partie précédente.

Le chargement par le remblai est réalisé par couches successives. Chaque couche a une hauteur correspondant à celle d'un bloc. L'interface entre couches est modélisée par un élément *joint* avec les paramètres mécaniques suivants : l'angle de frottement $\phi = 37,7^\circ$ et la cohésion $c = 0$ kPa. La Figure 4.4 montre l'état déformé de ce mur (l'amplitude du déplacement a été multipliée par deux). Il faut remarquer que tous éléments du système mur-remblai doivent être créés dès le début du calcul. Les éléments sont activés au fur et à mesure par l'introduction de leurs propriétés mécaniques. Dans ce modèle, on ne modélise pas l'élément sans poids au toit du mur utilisé dans l'approche UDEC, donc le nombre de couche de sols maximal ne peut correspondre qu'à la propre hauteur du mur et le mur n'atteint pas encore la rupture. La hauteur du remblai montrée dans la Figure 4.4 est d'environ 2,2 m.

Malgré tout, l'état de déformation du mur indique qu'il est proche de la rupture par renversement et on s'attend à trouver la rupture par introduction d'une ou deux couches supplémentaires. Cela correspond à une hauteur critique entre $2,25\text{m} \pm 0,05$ m à $2,35\text{m} \pm 0,05$ m, qui est bien en accord avec les résultats précédents obtenus par PFC2D et UDEC.

TABLE 4.2: Cycle de chargement appliqué au mur L2c. [96]

Cycle	Distance (m)	F_{max} (kN)	σ_{max} (kPa)	Note
Cycle 1	1,7	90	250	Aplanissement de la fouille
Cycle 2	1,7	117(143)†	325(397)	-
Cycle 3-1	0,5	63	175	-
Cycle 3-2	0,5	43	119	-
Cycle 3-3	0,5	37	103	Aplanissement de la fouille
Cycle 4	0,5	35	97	Chargement jusqu'à la rupture

† Note :

- 117 kN → la force maximale impliquant les déplacements du mur
- 143 kN → la force maximale mesurée par le capteur de force

4.2 Modèle discret-continu : chargement localisé

L'étude faite dans cette partie porte les objectifs suivants : (1) étudier de manière plutôt qualitative l'effet de la forme des blocs sous le chargement localisé ; (2) relever les défis de modélisation numérique 3D pour modéliser ce système.

L'expérience de chargement localisé réalisée par Le [96] est résumé dans le Tableau 4.2. Il s'agit d'un cycle de chargement où la charge est placée à deux distances différentes du mur. Le chargement du remblai s'applique au moyen d'une plaque de dimensions 60x60 cm².

On doit souligner qu'à la fin des cycles 1 et 3, la surface du remblai a été aplanie (rajout de gravier sous la plaque) due à un enfoncement excessif de la plaque dans le gravier alors que la rupture du mur n'a pas été atteinte. Plus précisément, l'incrément de l'enfoncement de la plaque à la fin des phases 1 à 4 vaut respectivement : 37 cm, 23 cm, 40 cm, 22 cm. L'enfoncement pour un tel cycle de chargement correspond approximativement à quatre fois la hauteur d'un bloc ce qui est important. On peut alors d'ores et déjà présager dans un modèle numérique l'écrasement très important des éléments du maillage sous la plaque tout comme la création de zones fortement cisailées en périphérie de la plaque. L'un comme l'autre poseront alors des problèmes numériques.

4.2.1 Construction du modèle numérique

L'étude de la rupture en déformation plane des MSPS montre que la forme ou l'arrangement des blocs dans un mur a très peu d'influence sur la hauteur critique de remblai (voir Chapitre 3). La même question est posée sur un problème de chargement localisé. Plusieurs formes de blocs

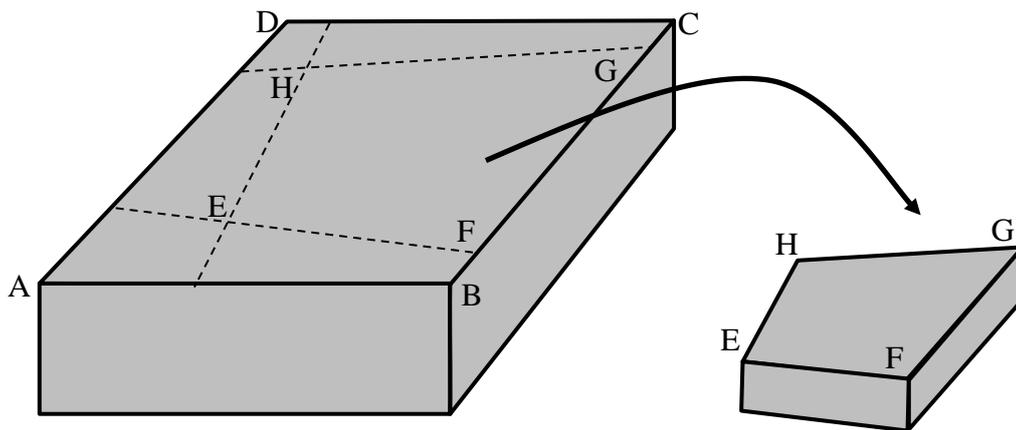


FIGURE 4.5: Decoupage d'un bloc.

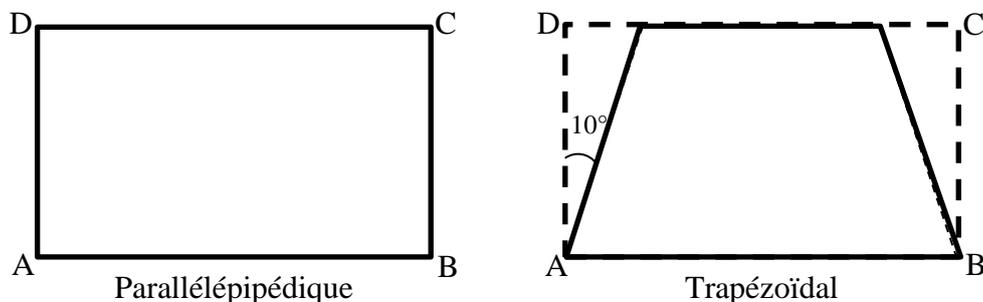
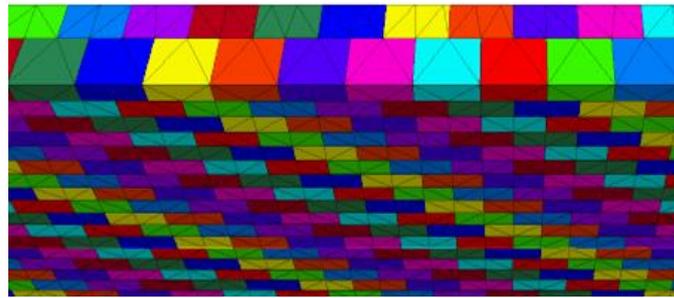


FIGURE 4.6: Formes de blocs étudiées : (a) Parallélépipédique (b) Trapézoïdale.

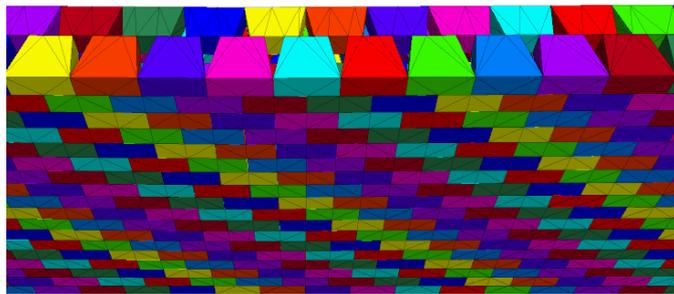
seront étudiées. La Figure 4.5 montre la technique de découpage des blocs adoptée ici sachant que le bord le plus long des blocs se situe toujours du côté du parement du mur (amont ou aval).

Deux formes de blocs ont été choisies (Figure 4.6) : Parallélépipédique et trapézoïdale. Un mur de 10 m, correspondant à la longueur du mur utilisé dans l'expérience, a été choisi. Celle-ci est prise pour assurer que les conditions aux limites n'interféreront pas avec le comportement intrinsèque du mur. La géométrie du mur L2c décrite dans la partie 1.4 est utilisée, permettant de comparer le résultat expérience-simulation. L'organisation des blocs dans le mur pour les deux formes de blocs étudiées est montré dans la Figure 4.7. Le but est d'étudier l'influence des contacts verticaux entre blocs sur la résistance à un chargement localisé sur le remblai. Ces deux murs comportent une porosité différente, cependant, pour que les résultats entre les murs puissent être comparés, la masse volumique des blocs pour chaque mur est déterminée de manière à produire une masse linéique pour le mur identique dans tous les cas, soit 2069 kg/m^3 .

Avant de solliciter le mur avec le chargement localisé, le mur L2c est chargé par couches successives de remblai jusqu'à la hauteur maximale du mur L2c, soit 2,3 m. Le transfert mécanique entre chaque couche du remblai s'effectue à travers des éléments *joints*. Dans cette simulation, on utilise des rigidités de joints (normale et tangentielle) égales à 10^8 Pa/m .



(a)



(b)

FIGURE 4.7: Murs construits avec deux formes de blocs différentes : (a) Parallélépipédique (b) Trapézoïdale.

4.2.2 Chargement monotone localisé

Le problème du chargement du remblai est similaire au chargement d'une fondation sur massif infini. On relèvera les problèmes suivants rencontrés lors de la simulation : le chargement localisé produit une forte déformation localisée, par exemple le cycle de chargement 3 (tableau 4.2) donne à lui seul une déformation verticale de plus de 17% et si on cumule la déformation des cycles 3 et 4 de chargement, on obtient une déformation verticale proche de 27% qui est une déformation importante pour un sol. Il en résulte dans la modélisation numérique : (1) de fortes tractions dans les éléments de sols autour de la plaque ; (2) une forte déformation localisée des éléments sous la plaque qui arrête le calcul si son volume se rapproche de zéro ou si l'élément perd sa forme convexe ; (3) un contraste fort de rigidité entre la plaque et le sol produit un champ de cisaillement excessif dans le sol au bord de la plaque, mettant en défaut la capacité du logiciel à effectuer des calculs. La Figure 4.8 résume ces trois problèmes issus d'un chargement localisé.

Le premier problème est résolu en mettant une faible cohésion et une résistance minimale à la traction de 1 kPa pour les éléments en surface du remblai (première couche).

Pour deux formes de blocs choisies, on applique un chargement monotone piloté par une vitesse de 1.10^{-3} m/s. Les déplacements du mur et l'effort appliqué sur le remblai par le moyen de la plaque sont enregistrés au cours de la simulation. À cause de la déformation importante dans les éléments situés sous la plaque de chargement, le calcul s'arrête avant d'avoir obtenu l'effondrement du mur. Cependant, l'évolution de la contrainte sur plaque de chargement en fonction du déplacement du bloc en tête du mur et situé dans l'axe de la plaque de chargement,

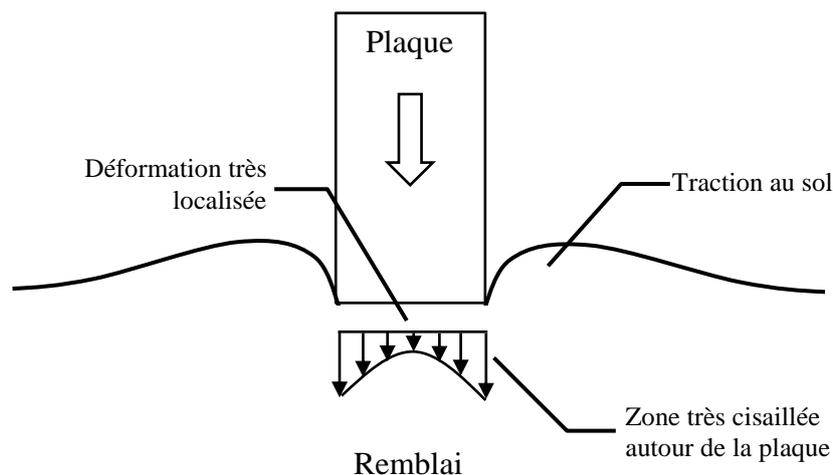


FIGURE 4.8: Problèmes d'un chargement localisé.

montre que la rupture du modèle est déjà atteinte à ce moment-là.

La Figure 4.9 montre la courbe contrainte sur la plaque-déplacement du point A, appartenant au bloc indiqué précédemment (Figure 4.10) du mur avec blocs parallélépipédiques, avec l'angle de frottement bloc-bloc de 36° (calcaire). La contrainte maximale soutenue est approximativement de 600 kPa. Si la zone d'influence est définie comme la partie du mur ayant un déplacement supérieur à 5 mm (on suppose qu'in situ un déplacement inférieur n'est pas significatif), la Figure 4.10 montre que le chargement impacte le mur sur une longueur d'influence (en tête de mur) d'approximativement 8 m.

Pour le mur L2c modélisé dans ce chapitre, Le [96] a trouvé que la charge maximale pour le chargement à une distance de 0,5 m du mur est de 63 kN (175 kPa) avec une zone d'influence d'environ 4 m de long. Le résultats trouvé au travers de la simulation de l'expérience est ainsi trois fois supérieur à ce qui a été trouvé in situ. La zone d'influence associée est aussi trouvée par excès. Cela semble justifier l'étude du mur comportant des blocs de forme différente (blocs trapézoïdaux).

La courbe contrainte-déplacement pour le mur composé de blocs trapézoïdaux et chargé par un chargement monotone est montrée à la Figure 4.9. Sur cette figure, on notera que la rigidité du mur composé de blocs trapézoïdaux est moins importante que le mur composé de blocs parallélépipédiques, ce qui était attendu. En effet, la plus grande mobilité des blocs dans le premier cas explique cette tendance. La contrainte maximale sur la plaque de chargement est d'environ 560 kPa, soit légèrement plus faible que ce qui a été obtenu précédemment pour le mur composé de blocs parallélépipédiques. Cependant, la Figure 4.11 montre que la longueur d'influence du chargement est environ 5 m, soit beaucoup plus proche du résultat obtenu in situ (4 m).

On peut alors conclure que la forme des blocs ne joue pas un rôle majeur dans la résistance du mur mais conditionne sa rigidité. On notera aussi que la plans verticaux sont très peu sollicités car la déformation du mur formant un ventre tend à transformer les plans de contacts verticaux en lignes de contact verticales sur ces plans, qui pour le parement amont s'établissent

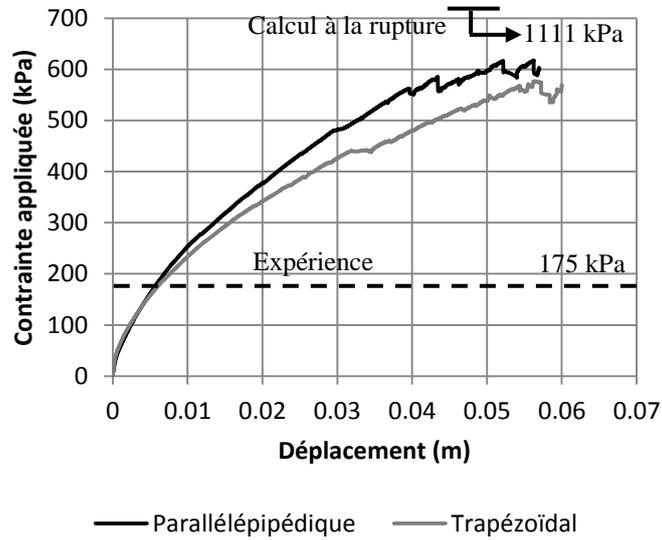


FIGURE 4.9: Courbe contrainte-déplacement pour les deux formes de bloc testées.

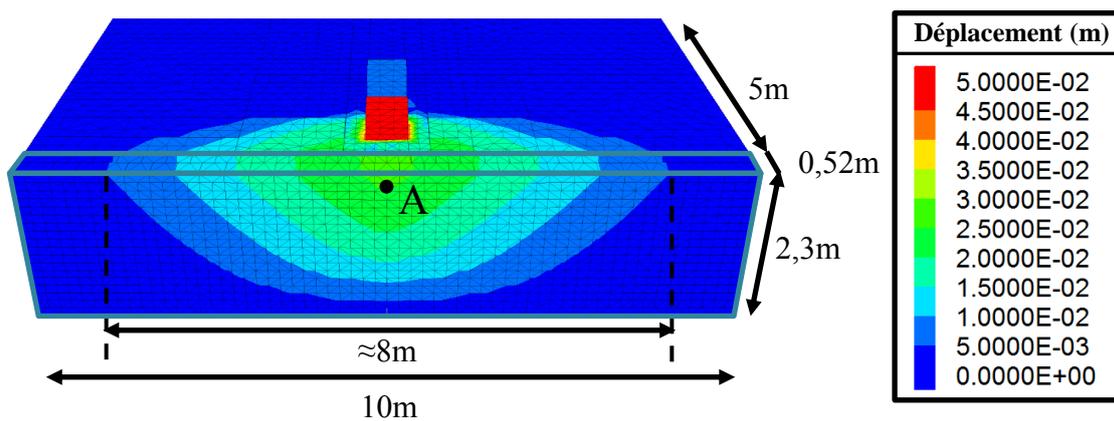


FIGURE 4.10: Champ de déplacement et zone d'influence du chargement pour un mur composé de blocs parallélépipédiques.

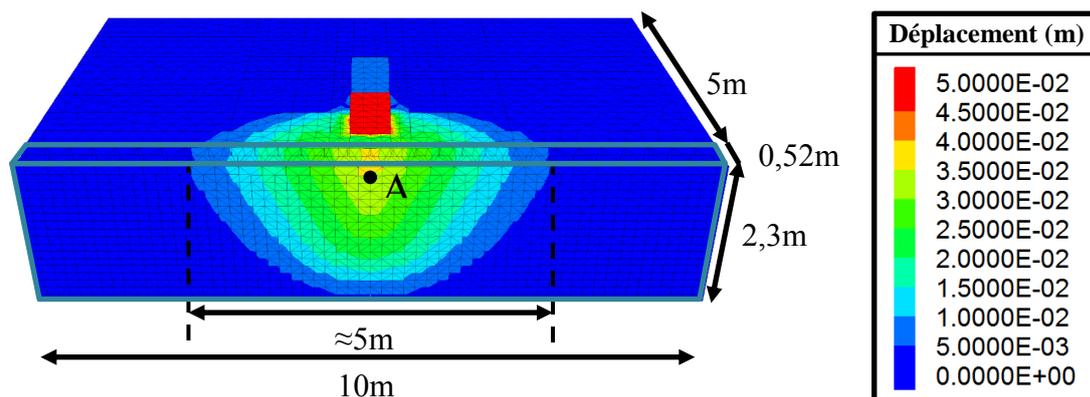


FIGURE 4.11: Champ de déplacement et zone d'influence du chargement pour un mur composé de blocs trapézoïdaux.

sur la surface elle-même du parement. On comprend alors pourquoi la forme des blocs joue peu ici si ces lignes de contact se situent en face de parement dans les deux cas de mur modélisés.

Dans le travail de Le [96], l'approche de calcul à la rupture est utilisé pour valider l'expérience réalisée. Le calcul analytique conduit à une valeur de contrainte maximale égale à 400 kN (1111 kPa), soit plus de six fois plus grand que la valeur trouvée expérimentalement. Cependant, une hypothèse du processus d'homogénéisation, à savoir trois ou quatre blocs dans l'épaisseur du mur n'était pas remplie. Le a aussi trouvé que le résultat pouvait être sensible au frottement global mobilisé dans les plans de contact. L'écart entre d'une part les calculs analytique et numérique et la valeur maximale du chargement trouvée dans l'expérience interroge la validité des expériences menées à l'échelle 1. Notamment, la charge sur la plaque a été appliquée au moyen du bras d'une pelle et on peut penser que la maîtrise de la verticalité de l'action n'a pas pu être garantie. Ceci a pu créer une composante horizontale de l'action qui était difficilement quantifiable. D'autres essais expérimentaux, sans doute sur des modèles réduits, seront nécessaires pour confirmer ou infirmer cette première campagne expérimentale pour ce mode de chargement si particulier.

Cependant, il faut noter que pour le modèle numérique développé dans ce travail de thèse, l'indépendance du résultat vis-à-vis du maillage et de la vitesse de chargement n'a pas pu être finalisée dans le temps imparti, quoique ébauchée. Aussi considérons-nous que les résultats produits ici ne sont que qualitatifs.

4.3 Conclusion

Les défis d'une modélisation avec un chargement localisé résident dans l'existence d'éléments en forte traction, des écrasements des éléments situés sous la plaque de chargement et de forts cisaillements en périphérie de la plaque. L'outil continu est alors mal calibré pour répondre à ce problème et des biais numériques soivent être employés pour mener à bien des calculs. Ces biais résultent d'une première réflexion mais leur impact sur la qualité des résultats reste à iden-

tifier.

L'étude qualitative sur la forme des blocs montre que le mur composé de blocs parallélépipédiques a une résistance légèrement supérieure à celle obtenue pour le mur composé de blocs trapézoïdaux indiquant que l'influence des plans verticaux bloc-bloc est faible pour la résistance du mur. Pourtant, cette étude sur la forme des blocs montre que la zone d'influence du mur et la rigidité du mur sont fortement influencées par cette forme. Le mur composé de blocs trapézoïdaux semble conduire à une longueur d'influence du chargement plus proche de celui trouvé dans l'expérience.

Nous avons réalisé ici une étude que nous jugeons que qualitative, ainsi une étude quantitative reste-t-elle à finaliser, notamment en vérifiant l'indépendance des résultats vis-à-vis du maillage et de la vitesse de chargement.

Conclusion générale

Deux modes essentiels de rupture des MSPS peuvent être identifiés : (1) une rupture 3D de déformation plane, appelée par abus de langage "rupture 2D" due à la poussée excessive d'un remblai et ; (2) une rupture 3D pure par apparition d'un ventre sur la partie supérieure du mur. Cette dernière est un problème typique d'un MSPS routier dans lequel la charge est une combinaison de la contrainte diffuse d'un chargement localisé (transmis par les roues d'essieu de véhicules) et de la poussée d'un remblai.

Dans ce travail, le mur a été modélisé systématiquement par une approche aux éléments discrets. Cette démarche visait à valider des approches existantes telles que la technique de "calcul à la rupture" en se basant sur les campagnes expérimentales de Villemus (chargement hydrostatique), Colas (chargement par un remblai) et Le (chargement localisé en surface du remblai).

Nous avons proposé dans un premier temps, une étude de la rupture en déformation plane avec une approche discrète pure. Trois sous-ensembles mécaniques, à savoir le mur, le remblai et l'interface mur-remblai ont été différenciés et modélisés par l'approche aux éléments discrets. L'identification des propriétés mécaniques de ces trois sous-ensembles et le passage local-global sous-jacent constituent le défi principal de cette approche.

- Le mur est modélisé par blocs sans rugosité géométrique, en utilisant une loi de joint souple.
- Le remblai est modélisé au moyen de grains allongés. Le passage local-global pour identifier les paramètres s'appuie sur des simulations biaxiales et une technique essai-erreur.
- Les paramètres d'interface sont déterminés en utilisant des simulations d'un essai CNL (*Constant Normal Load*) et d'un essai CNS (*Constant Normal Stiffness*).

En se référant aux paramètres mécaniques de l'expérience à l'échelle 1 de Villemus et Colas, le modèle discret pur a été validé avec une très bonne qualité. Il faut pourtant remarquer que le comportement du remblai obtenu est assez radoucissant. Pour limiter cet effet, il aurait fallu prendre une forme de grain très allongée qui aurait posé d'autres problèmes comme la création de fortes hétérogénéités dans le remblai. Ainsi, nous n'avons pas obtenu l'angle de frottement critique de 34° environ comme trouvé dans l'expérience mais 32° . Ce comportement radoucissant a tendance à surestimer l'écoulement du matériau remblai ce qui a pu faciliter ainsi la rupture du mur dans les calculs menés.

L'inconvénient de l'approche discrète pure est son temps de calcul important. Cette approche n'est pas adaptée pour effectuer des études paramétriques exhaustives. Pour cela, nous avons utilisé une approche discrète-continue pour modéliser le MSPS avec son remblai. Dans un premier temps, un couplage discret-continu externe avec deux logiciels différents PFC-FLAC a

été construit. Même si de bons résultats ont été trouvés, une approche discrète-continue sans couplage externe, en utilisant le code UDEC (Universal Distinct Element Code) a été préférée pour la suite du travail car plus rapide.

Des études paramétriques ont été faites où nous avons étudié l'influence des paramètres suivants : l'angle de frottement bloc-bloc, l'angle de frottement du sol, l'angle de frottement d'interface et la cohésion dans le sol. Le résultat des simulations montre que l'influence des paramètres liés au remblai à un effet prépondérant sur la hauteur critique de chargement en comparaison avec les paramètres de résistances du mur, notamment l'angle de frottement bloc-bloc. L'existence d'une cohésion dans le sol a une forte conséquence sur la hauteur critique de remblai. Ainsi, une cohésion faible de 2 kPa dans le remblai produit un coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement de 2,2 alors qu'il valait 1 en considérant le remblai comme un milieu purement frottant.

Après avoir validé l'approche aux éléments discrets pour trouver la rupture 3D de déformation plane des MSPS, nous avons réalisé une étude permettant de cerner l'effet de la forme des blocs (parallélépipédique et trapézoïdal) dans la rupture 3D des MSPS chargé en tête du remblai par une charge concentrée. Plusieurs défis de modélisation ont pu être exprimés. Le résultat des simulations montre que la forme des blocs a une moindre importance dans la résistance du mur. Les contacts sur les plans verticaux ne semblent pas expliquer la résistance des murs qui serait fortement liée à la caractéristique de frottement sur les seuls plans horizontaux. Nous avons cependant réussi à montrer que la zone d'influence du chargement concentré pour le mur composé de blocs trapézoïdaux est plus proche du résultat trouvé lors de l'expérience, indiquant que la mobilité de blocs dans l'expérience est bien prise en compte dans le mur modélisé par cette technique.

Plue généralement, concernant la rupture en déformation plane des MSPS, ce travail de thèse a permis de valider les campagnes expérimentales menées par Villemus ou Colas et la technique de méthode de calcul à la rupture qui possède une bonne qualité de prédiction tout en étant très rapide d'exécution. Cependant, cette dernière méthode ne donne pas accès au champ de déplacement du mur ce qui peut être obtenu par les simulations réalisées dans ce travail de thèse. Pour la rupture 3D pure, due à un chargement concentré sur le remblai, nous n'avons pas pu retrouver la valeur de rupture obtenue par Le lors de ses essais, valeur qui n'avait pas pu être trouvée non plus par un calcul à la rupture présent dans son travail de thèse. D'autres expériences seront nécessaires pour valider et les modèles discrets-continus utilisés dans le travail présenté ici et le travail expérimental réalisé par Le.

La modélisation numérique pour ce cas de chargement concentré est confrontée à certaines difficultés liées aux déformations excessives dans la zone autour du chargement localisé (poinçonnement du remblai par la plaque de chargement). Une solution doit être envisagée pour pouvoir mener des simulations jusqu'au bout, soit en utilisant une certaine loi de comportement capable de fournir plus de rigidité dans cette zone en fonction de l'intensité de contrainte. On pourra utiliser un modèle discret pour cette zone, tout en conservant une large partie du remblai comme un milieu continu. Cela se fera néanmoins au prix du ralentissement des temps de calcul.

Annexes

Annexe A

Caractéristiques des blocs rocheux

Dans son sens le plus général, un bloc rocheux est un objet composé de minéraux variés issus d'une roche mère dont il a été extrait (magmatique ou sédimentaire ou métamorphique). Il a pu être transporté si sa taille est suffisamment petite mais aussi subir les aléas climatiques (humidité, température, gel, précipitation). Il en résulte des matériaux avec des caractéristiques mécaniques et des formes très variées.

Les blocs utilisés pour la construction d'un MSPS et éventuellement pour le remblai présentent des échelles et formes très différentes. La modélisation du comportement de tels matériaux par approche discrète nécessite de bien caractériser la forme de ces objets pour bien en expliquer le comportement.

A.1 Taille nominale d'un bloc

Le bloc rocheux est un objet de l'ordre du centimètre (gravier) jusqu'à des objets pouvant aller au delà du mètre (éboulis). Wentworth [174, 175] est l'un des premiers à avoir proposé une mesure pour caractériser la taille des blocs. Il introduit trois valeurs caractéristiques des blocs : la dimension principale majeure d_1 , la dimension principale intermédiaire d_2 , et la dimension principale mineure d_3 . Ces trois dimensions principales sont selon trois directions nécessairement perpendiculaires, mais il n'est pas nécessaire que ces directions de mesure concourent en un même point [90, 68]. A partir de ces trois directions privilégiées, Marsal [108] a proposé une mesure de la taille moyenne d'un bloc (Eq. A.1).

$$\bar{d} = \frac{d_1 + d_2 + d_3}{3} \quad (\text{A.1})$$

En général, la taille nominale d'un bloc ne donne que l'ordre de grandeur de cette caractéristique. Dans la majorité des cas, une définition plus précise de la forme d'un bloc est requise.

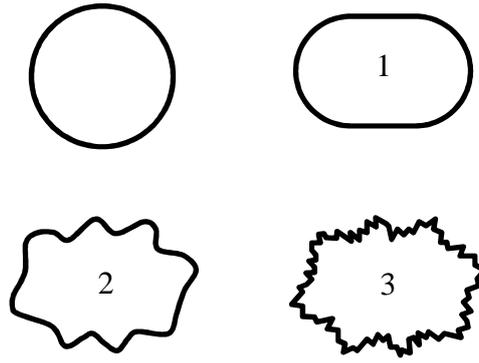


FIGURE A.1: Fréquence de l'irrégularité de la forme d'un bloc : 1. Faible ($i \approx 1$), 2. Moyenne ($i \approx 10$), 3. Forte ($i \approx 100$) [151]

A.2 Classification par la forme des blocs

Plusieurs auteurs [116, 77, 40] ont exprimé l'importance de la forme des blocs rocheux quand ceux-ci sont en interaction avec d'autres blocs. Différentes terminologies ont été utilisées pour définir la forme d'un bloc, parmi elles : la sphéricité, la circularité, l'angularité et la rugosité. Certains de ces termes sont ambigus car souvent, ce qu'ils recourent diffèrent d'un auteur à un autre.

Cependant, certains auteurs [16, 151, 111, 7] constatent que la forme d'un bloc est mieux qualifiée si l'on tient compte de la fréquence de l'irrégularité comme définie dans l'Eq. A.2. Avec cette définition, on peut alors classer la forme d'un bloc selon trois échelles principales basées sur la fréquence harmonique de l'irrégularité i , c'est à dire faible, moyenne ou forte. La Figure A.1 montre ainsi trois blocs pour différentes valeurs de i . Cette fréquence peut être associée aux terminologies de la forme comme suit :

- Faible fréquence : sphéricité, circularité, allongement ;
- Moyenne fréquence : angularité ;
- Forte fréquence : rugosité.

$$r(\theta) = \sum_i A_i \cos(i\theta) + \sum_i B_i \sin(i\theta) \quad (\text{A.2})$$

A.2.1 Faible fréquence : Forme générale d'un bloc

Le degré de sphéricité ou allongement d'un bloc représente la forme générale d'un bloc. Ceci peut être défini qualitativement et quantitativement. Pour une étude qualitative, l'abaque de Rittenhouse [142] est la méthode la plus utilisée (voir Figure A.2).

Des approches quantitatives existent aussi pour définir la forme générale d'un bloc consistant à comparer les dimensions principales d'un bloc entre elles. Ainsi Zingg [184] définit l'indice d'allongement comme le rapport entre les dimensions principales comme défini par l'Eq. A.3 (voir Tableau A.1). Plus récemment, Blott et Pye [23] proposent une classification duale

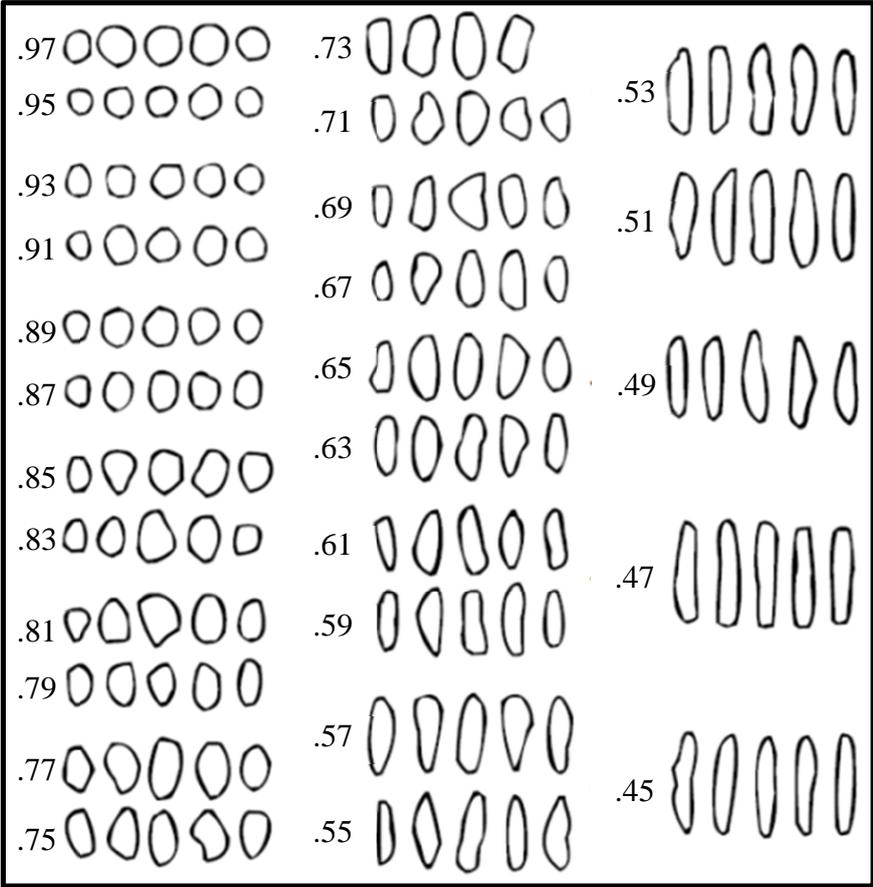


FIGURE A.2: Abaque de Rittenhouse pour déterminer la sphéricité d'un bloc [142]

TABLE A.1: Qualification de la forme d'un bloc d'après Zingg [184]

Catégorie	d_2/d_1	d_3/d_2	Forme
I	$> 2/3$	$< 2/3$	Disque
II	$> 2/3$	$> 2/3$	Sphérique
III	$< 2/3$	$< 2/3$	Lame
IV	$< 2/3$	$> 2/3$	Rouleau

TABLE A.2: Qualification de la forme d'un bloc d'après Blott et Pye [23]

Allongement			Planéité		
d_2/d_1	Catégorie	Forme	d_3/d_2	Catégorie	Forme
0,0-0,2	5	Extrêmement allongé	0,2-0,0	5	Extrêmement plat
0,2-0,4	4	Très allongé	0,4-0,2	4	Très plat
0,4-0,6	3	Modérément allongé	0,6-0,4	3	Modérément plat
0,6-0,8	2	Légèrement allongé	0,8-0,6	2	Légèrement plat
0,8-1,0	1	Non allongé	1,0-0,8	1	Non plat

allongement-planéité, toujours en utilisant les dimensions principales d'un bloc (voir le Tableau A.2).

$$\text{indice d'allongement} \begin{cases} d_2/d_1 \\ d_3/d_2 \end{cases} \quad (\text{A.3})$$

Les indices d'allongement sont utiles pour décrire la forme globale d'un bloc. Pourtant, ils ne peuvent distinguer des objets très différents tels qu'un cube, une sphère ou un dodécaèdre qui ont des dimensions égales selon les différentes directions principales [23]. On introduit alors le terme de surface ou volume de bloc pour quantifier cette différence. Quelques définitions de l'indice de forme Φ et l'indice de sphéricité Ψ (avec le terme de surface/volume) issues de la littérature sont données :

– Indice de forme de Wentworth [174] :

$$\Phi_{\text{Wentworth}} = \frac{d_1+d_2}{2d_3} \quad (\text{A.4})$$

– Indice de forme de Krumbein [90] :

$$\Phi_{\text{Krumbein}} = \sqrt[3]{\frac{d_2d_3}{d_1^2}} \quad (\text{A.5})$$

– Indice de forme de Sneed et Folk [154]

$$\Phi_{\text{Sneed \& Folk}} = \sqrt[3]{\frac{d_3^2}{d_1d_2}} \quad (\text{A.6})$$

– Indices de sphéricité de Pentland [133] :

$$\Psi_{\text{Pentland}} = \frac{S_p}{S_{ci}} \quad (\text{A.7})$$

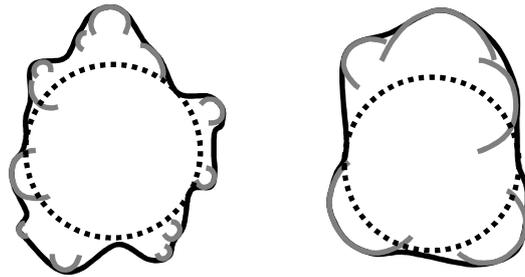


FIGURE A.3: Deux blocs de même forme mais de circularité différente [73].

- Indices de sphéricité de Wadell [169, 170, 171] :

$$\Psi_{\text{Wadell}}^s = \frac{S_e}{S} \quad (\text{A.8})$$

$$\Psi_{\text{Wadell}}^v = \sqrt[3]{\frac{V}{V_{ci}^s}} \quad (\text{A.9})$$

$$\Psi_{\text{Wadell}}^D = \frac{D_e}{D_{ci}^s} \quad (\text{A.10})$$

- Indices de sphéricité de Marsal [108] :

$$\Psi_{\text{Marsal}}^v = \frac{6V}{\pi d^3} \quad (\text{A.11})$$

$$\Psi_{\text{Marsal}}^s = \frac{S}{\pi d^2} \quad (\text{A.12})$$

Pour une sphère, $\Psi_{\text{Marsal}}^v = \Psi_{\text{Marsal}}^s = 1$.

- Indices de sphéricité de Breul [29] :

$$\Psi_{\text{Breul}} = \frac{S_p}{S_{ci}^e} \quad (\text{A.13})$$

A.2.2 Moyenne fréquence : Angularité d'un bloc

L'angularité ou son antonyme circularité fait référence à l'irrégularité relative de la surface d'un bloc. La Figure A.3 montre deux grains possédant la même forme mais avec des degrés d'angularité différents. Certaines approches qualitatives permettent de distinguer les blocs selon leur angularité :

- Abaque de Powers donne une classification très simplifiée de l'angularité et de la sphéricité (voir Figure A.4) [137]
- Abaque de Krumbein classe l'angularité sous plusieurs classes (voir Figure A.5) [90]
- Abaque de Crofts offre une estimation combinée de la sphéricité et de l'angularité (voir Figure A.6) [52]

Pour quantifier l'angularité, Wadell [169] a proposé de définir un indice de circularité (Eq. A.14), avec N le nombre d'aspérités, r_a le rayon de courbure de chaque aspérité et R_{in}^{\max} le rayon maximal du cercle inscrit.

$$\text{circularité} = \frac{1}{N} \sum \frac{r_a}{R_{in}^{\max}} \quad (\text{A.14})$$

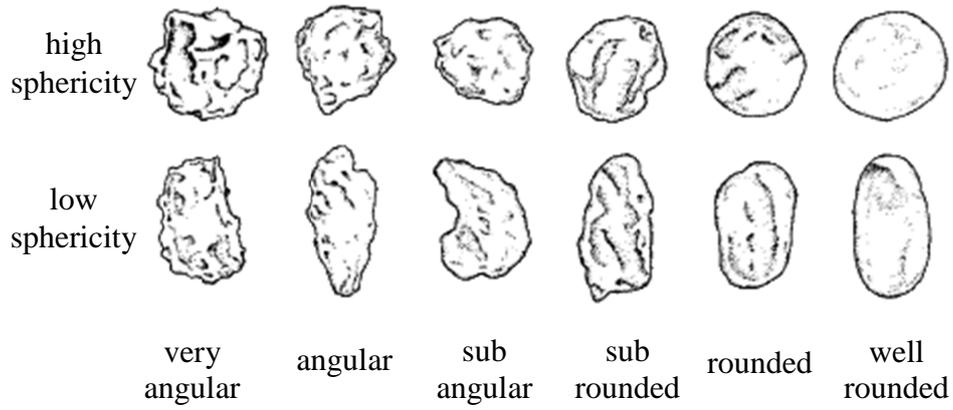


FIGURE A.4: Abaque de Powers permettant de déterminer la sphéricité et l’angularité d’un bloc [137].

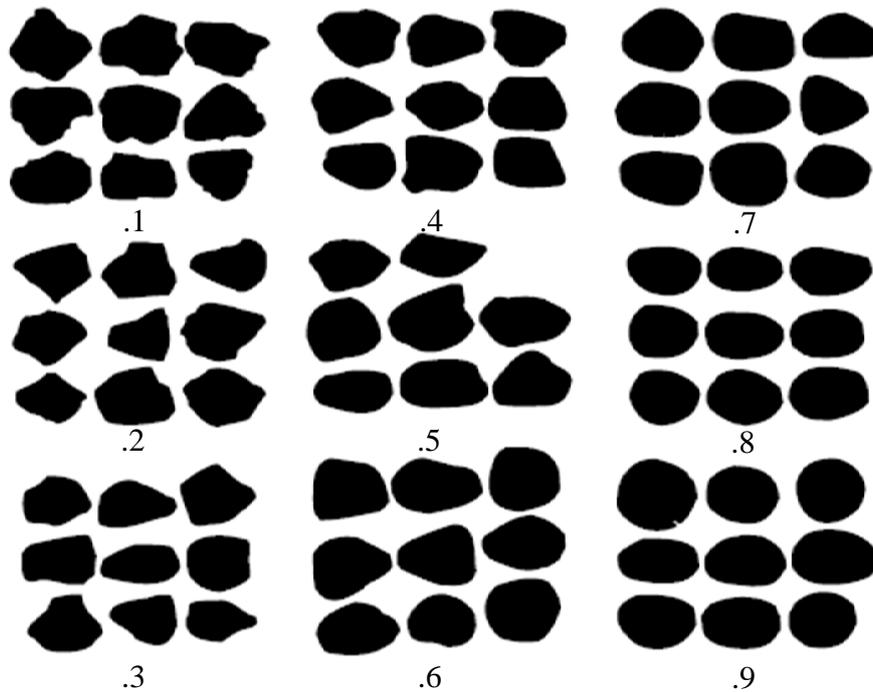


FIGURE A.5: Abaque de Krumbein permettant de déterminer l’angularité d’un bloc [90].

						very angular
						angular
						sub angular
						sub rounded
						rounded
						well rounded
very spherical	spherical	sub spherical	sub flat	flat	very flat	

FIGURE A.6: Abaque de Crofts permettant de déterminer la sphéricité et l'angularité d'un bloc [52].

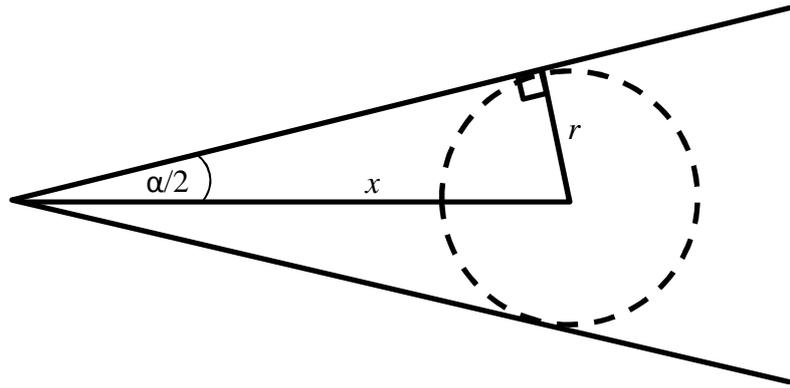


FIGURE A.7: Coin de l'aspérité de Lees [98].

En utilisant cette formule, Lees [98] indique qu'il est possible de trouver deux blocs de même indice de circularité mais d'angularité manifestement différente. Il a alors introduit l'indice d'angularité (Eq. A.15), calculé pour chaque coin d'aspérité, avec : x la distance du centre du cercle inscrit à l'extrémité de chaque aspérité, R_{in}^{max} le rayon maximal du cercle inscrit et a l'angle de chaque coin de l'aspérité (voir Figure A.7).

$$\text{angularité} = (180 - a) \frac{x}{R_{in}^{max}} \quad (\text{A.15})$$

Quand l'angularité d'un bloc doit être évaluée d'une façon précise, nous pouvons utiliser une analyse de Fourier [66]. Avec cette méthode, on déroule la coupe transversale d'un bloc rocheux pour analyser son profil de surface (voir Figure A.8). Cependant, cette méthode ne peut être utilisée que si le profil de bloc est convexe. En effet, selon [41], chaque valeur de θ dans la Figure A.8 doit correspondre à une valeur unique de R .

Lorsque les aspérités d'un bloc sont très irrégulières, nous pouvons utiliser l'analyse fractale introduite par Mandelbrot [105, 106]. Cette approche est utilisée par Vallejo [165] pour étudier la forme des blocs. Elle fonctionne comme suit : (1) Prendre une longueur d'un segment r_n (2) Calculer le nombre total des segments requis N_n pour créer un périmètre fermé de bloc. Mandelbrot [105] et Turcotte [162] constatent qu'il existe une corrélation linéaire entre r_n et N_n selon une échelle logarithmique, typique d'un profil fractal. Cette relation peut être définie par l'Eq. A.16, avec la dimension fractale D définissant l'angularité de la surface [162]. Une valeur de D grande correspond à une angularité importante pour un bloc [165].

$$N_n = (C)(r_n)^{-D} \quad (\text{A.16})$$

A.2.3 Forte fréquence : Rugosité d'un bloc

La rugosité correspond à l'échelle "la plus petite" des trois échelles d'irrégularité mentionnées précédemment. Comme la surface réelle n'est jamais parfaitement lisse, il est actuellement

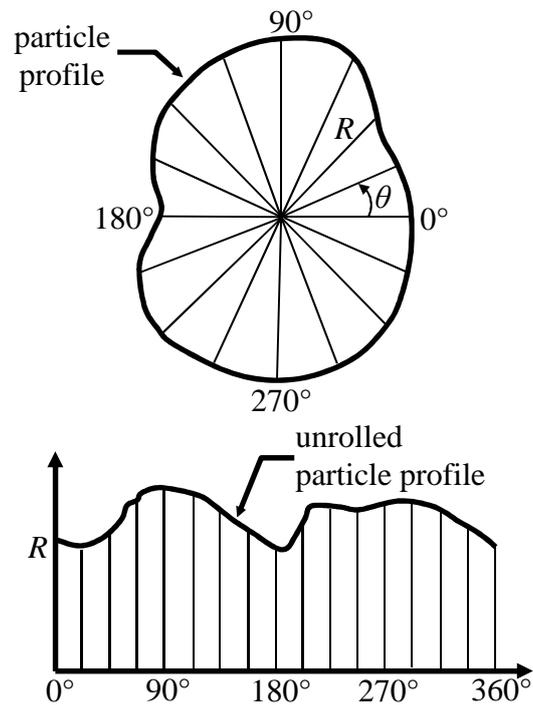


FIGURE A.8: Coupe transversale d'un bloc et sa forme déroulée [66].

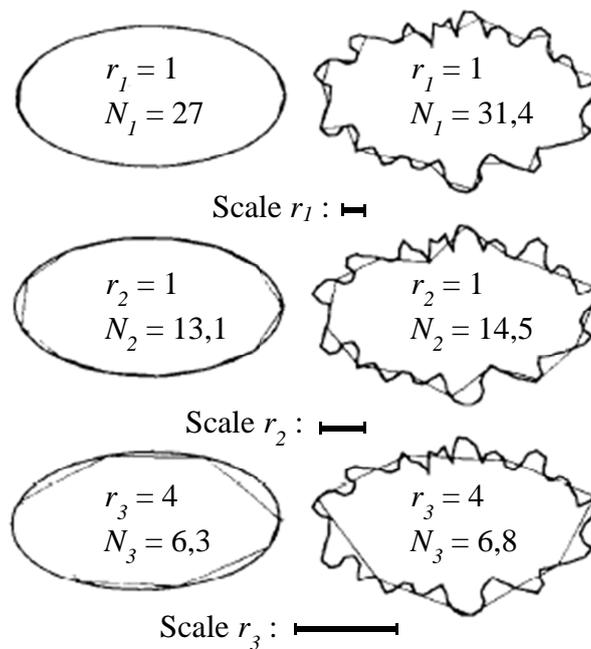


FIGURE A.9: Analyse fractale sur deux blocs avec même sphéricité mais différentes angularités [165].

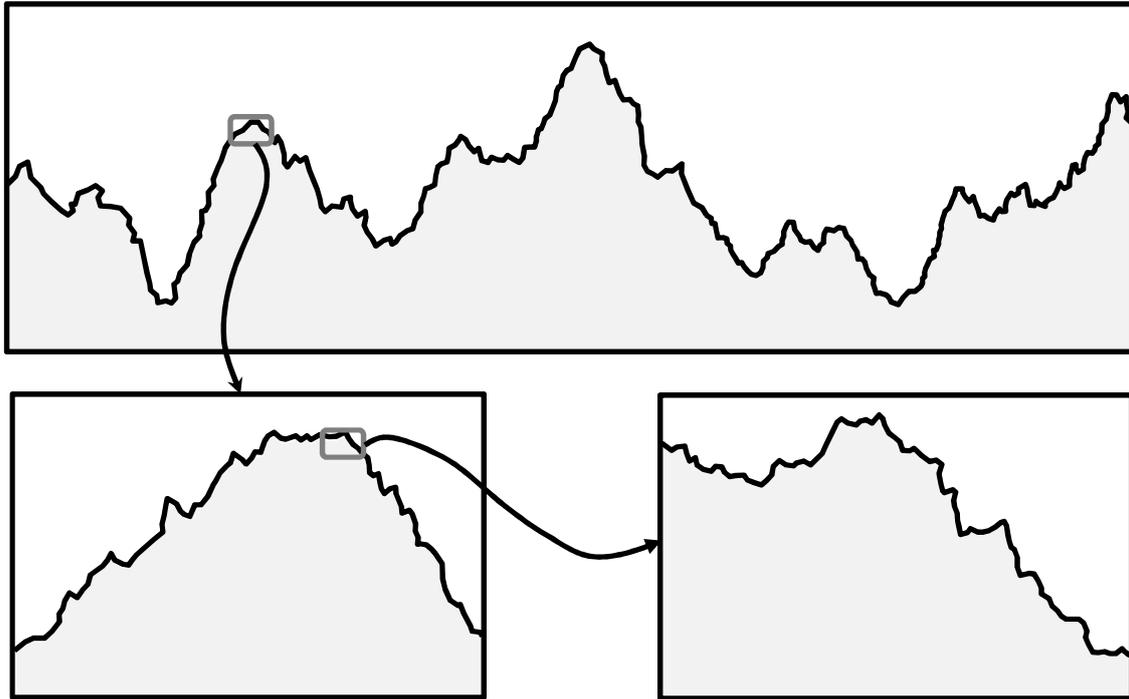


FIGURE A.10: Précision de l'échelle de rugosité [157].

toujours possible d'utiliser une échelle d'observation encore plus précise comme schématisé dans la Figure A.10. L'échelle de la rugosité mentionnée dans cette thèse correspond uniquement à un profil d'aspérité qui mobilise le frottement local du bloc.

L'indice de rugosité qualitative basée sur une inspection visuelle a été introduit par Barksdale & Itani [15], où la valeur de rugosité est comprise entre 0 pour des blocs vitreux et 1000 pour des blocs très rugueux. Aujourd'hui, il existe plusieurs moyens pour analyser la rugosité de surface comme le MEB (Microscopie Electronique à Balayage), le profilomètre ou le CT-scan (tomographie). Ces techniques produisent des images brutes et nécessitent un post-traitement pour l'analyse de ces images. D'autres approches s'appuient sur une analyse fractale [103, 20], la transformée de Fourier [132] mais peuvent aussi être hybrides.

En général, la valeur de la rugosité est définie par l'amplitude de l'aspérité ou des aspérités. La plus simple définition conduit à mesurer la différence entre le pic et la vallée de l'aspérité d'une interface, appelée la rugosité max R_{\max} . Les autres paramètres habituellement utilisés sont : la rugosité moyenne R_a (Eq. A.17, Figure A.11a), la rugosité moyenne quadratique R_q (Eq. A.18, Figure A.11b), la rugosité max de pic à vallée R_t (Eq. A.19, Figure A.11c) et la rugosité de dix points R_z (Eq. A.20, Figure A.11d) [157].

$$R_a = \frac{1}{L} \int_0^L |z| dx \quad (\text{A.17})$$

$$R_q = \sqrt{\frac{1}{L} \int_0^L z^2 dx} \quad (\text{A.18})$$

$$R_t = \frac{1}{5} \sum_{i=1}^5 R_{max}^i \quad (\text{A.19})$$

$$R_z = \frac{(p_1 + \dots + p_5) + (v_1 + \dots + v_5)}{5} \quad (\text{A.20})$$

A.3 Caractéristiques mécaniques d'un bloc

A.3.1 Caractéristique mécanique d'un bloc déformable

En prenant une hypothèse que le matériau constitutif des pierres d'un MSPS a un comportement élastique, deux paramètres sont à identifier : le module de compressibilité volumique K et le module de cisaillement G .

Le module de compressibilité volumique est obtenu par un essai de compression isotrope. La Figure A.12 montre l'évolution de la déformation volumique en fonction de l'accroissement du chargement hydrostatique. Dans la première phase, la roche est peu déformée et des microfissures pré-existantes vont se rapprocher. Quand la majorité des fissures sont fermées, la roche et ses pores vont subir une déformation élastique. Si la roche est poreuse, les pores vont se rompre dû à la concentration de contrainte. Enfin, s'il n'y a plus de vide dans la roche, le module de compressibilité volumique augmente progressivement.

Le module de cisaillement est déduit du module de compressibilité et du module d'Young obtenu par un essai d'écrasement sur un bloc rocheux.

Connaissant le module de compressibilité volumique K et le module de Young E , on calcule le module de cisaillement G avec la relation suivante :

$$G = \frac{3KE}{9K - E} \quad (\text{A.21})$$

La Figure A.13 montre une courbe typique contrainte-déformation pour un chargement déviatorique sur une roche. Au cours de la sollicitation, initialement des microfissures se ferment, dans un deuxième temps le matériau subit une compression élastique. Dans la troisième phase, de nouvelles fissures stables (ne se propageant pas) se forment. Enfin, des fissures non-stables se propagent jusqu'au pic de résistance au cisaillement du bloc.

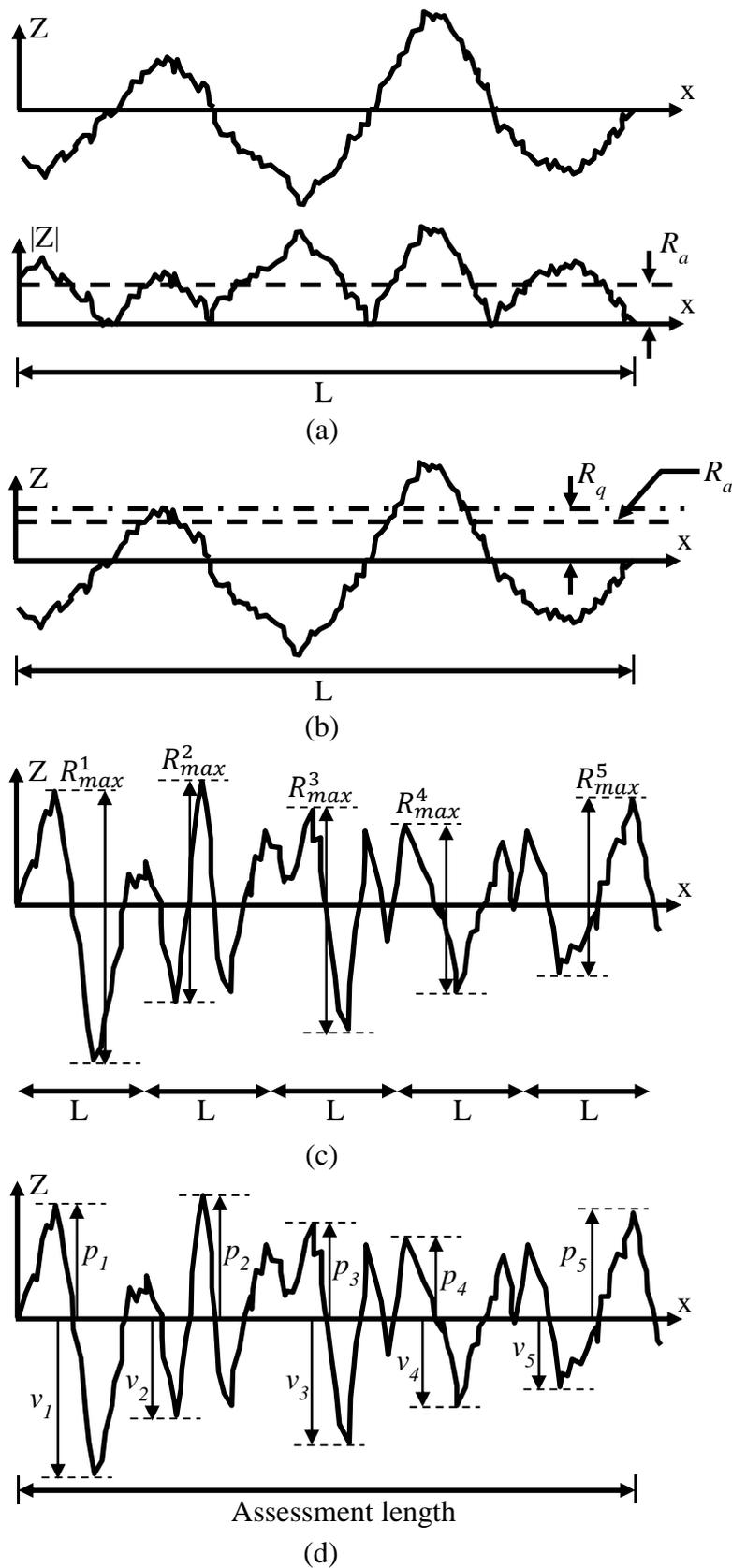


FIGURE A.11: Plusieurs définitions pour la rugosité : (a) Rugosité moyenne R_m (b) Rugosité moyenne quadratique R_q (c) Rugosité max de pic à vallée R_t (d) Rugosité de dix points R_z (d'après [157], avec modification).

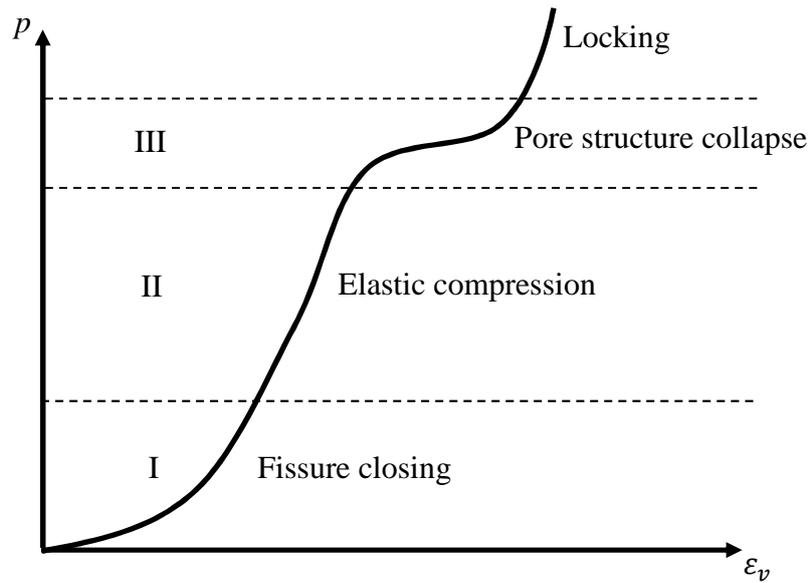


FIGURE A.12: Déformation volumique sous le chargement hydrostatique [70].

A.3.2 Caractéristique mécanique de la surface de contact bloc-bloc

Dans la majorité des cas de MSPS, le chargement exercé par le poids du mur et le remblai induit des contraintes bien inférieures à la résistance des blocs. La ligne de rupture d'un MSPS contourne alors les blocs. Classiquement, on suppose que le comportement moyen d'un contact (interface) bloc-bloc peut être modélisé par une loi de type Mohr-Coulomb même si le critère de rupture n'est pas en réalité linéaire en fonction de la contrainte normale imposée. L'expérience de Patton [131] utilisant des blocs avec une surface en dents de scie montre que la résistance de cisaillement sous une contrainte normale faible ou forte est différent. Il propose alors d'utiliser un critère bi-linéaire selon que la contrainte normale sur l'interface est faible (A.22) ou forte (A.23).

$$\tau_f = \sigma'_n \tan(\phi_b + i) \quad (\text{A.22})$$

$$\tau_f = c + \sigma'_n \tan(\phi_r) \quad (\text{A.23})$$

La Figure A.14 montre le schéma du mécanisme de rupture proposé par Patton [131]. Si la contrainte normale est faible, l'angle de frottement moyen de l'interface est régi par l'angle de frottement local d'une surface de bloc découpé ϕ_b et l'angle des dents de scie i . Quand la contrainte normale dépasse une certaine valeur, la contribution du frottement dû aux dents de scie disparaît par rupture de cette structure. Il ne reste alors que l'angle de frottement résiduel ϕ_r et la cohésion c qui contribuent à la résistance au cisaillement.

Néanmoins, le critère de rupture réel ne peut pas simplement s'idéaliser par une courbe bi-linéaire du fait que la rupture des aspérités se produit progressivement. Dans la littérature,

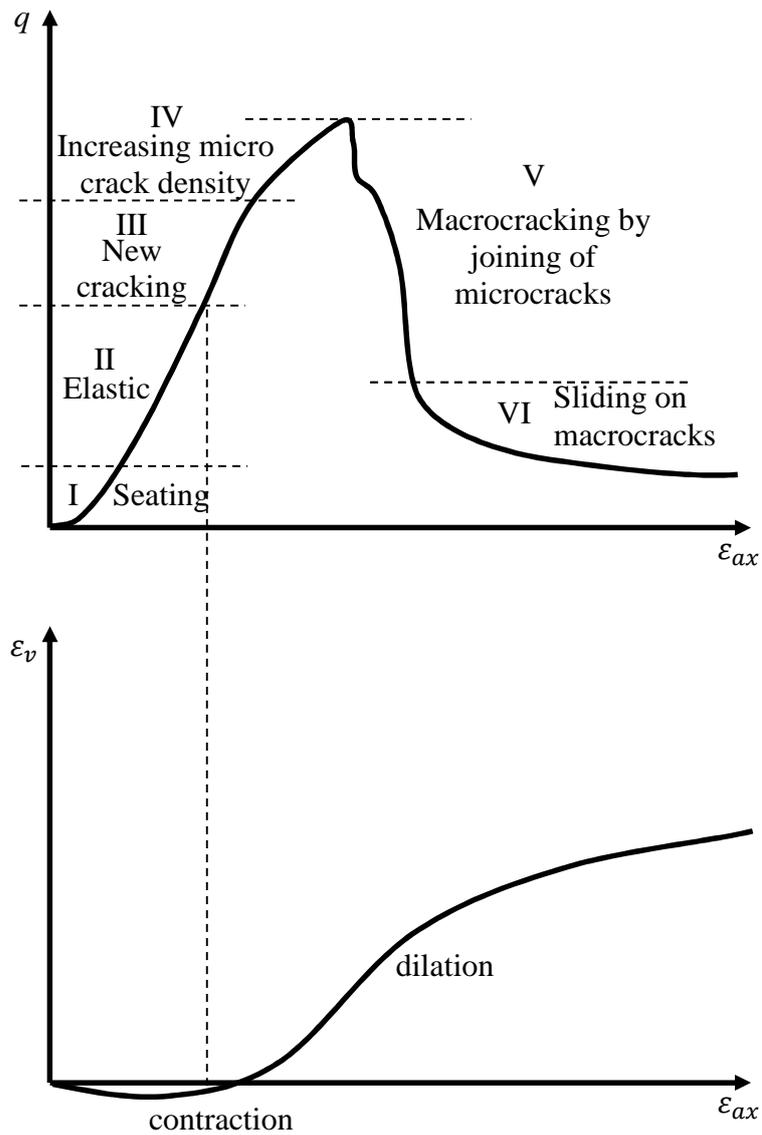


FIGURE A.13: Comportement d'une éprouvette de roche sous chargement déviatorique [70].

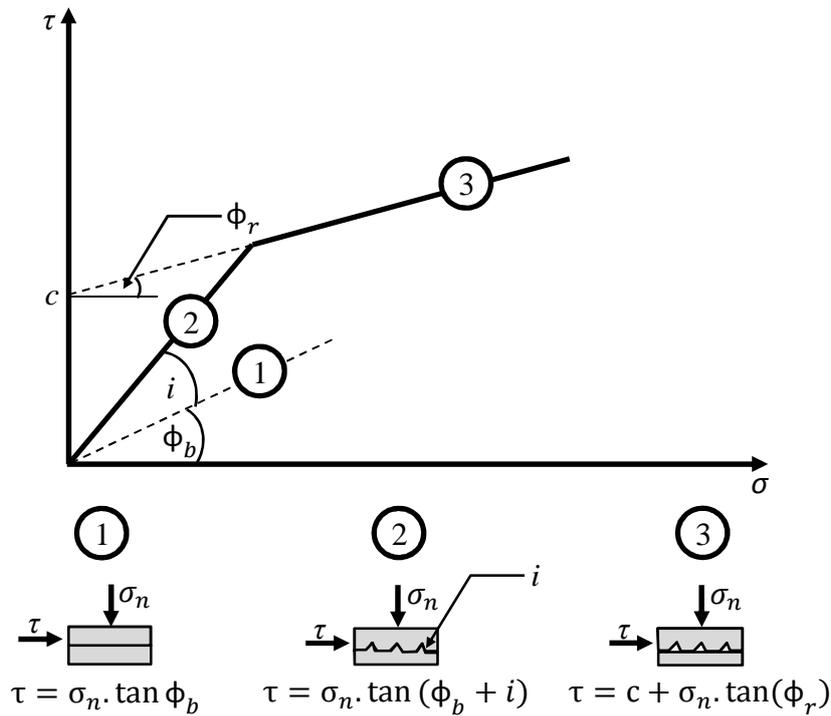


FIGURE A.14: Critère bi-linéaire de Patton [131].

il existe plusieurs travaux [92, 17, 146, 104, 91, 129] censés compléter le travail de Patton, notamment celui de Barton [17, 18] qui propose :

$$\tau_f = \sigma'_n \tan(JRC \log_{10}(\frac{JCS}{\sigma'_n}) + \phi_b) \quad (A.24)$$

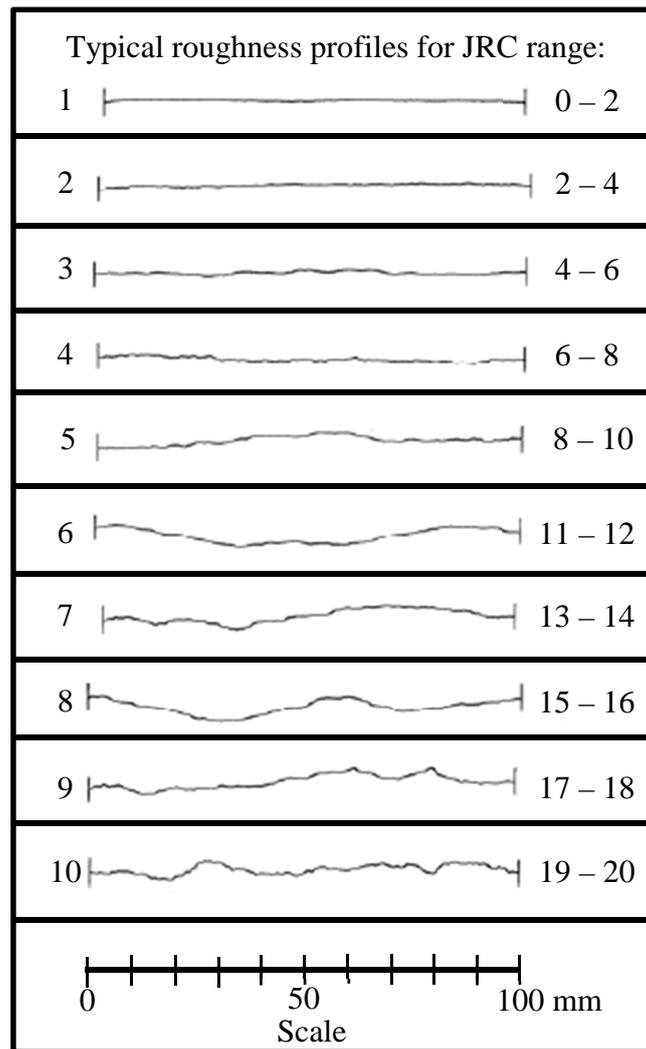
avec : *JRC* le coefficient de rugosité du joint (*Joint Roughness Coefficient*), *JCS* la résistance de compression du joint (*Joint Compressive Strength*), σ'_n la contrainte normale effective et ϕ_b l'angle de frottement du bloc scié. On observe bien que la résistance de cisaillement τ_f diminue quand la contrainte normale effective σ'_n augmente.

Pour utiliser le critère de Barton, il faut déterminer les trois paramètres suivants :

- La résistance de compression du joint *JCS*. Elle peut être déterminée en utilisant l'essai au marteau Schmidt. Lors de cet essai, la surface du bloc est d'abord sollicitée avec une certaine énergie d'impact, ensuite l'énergie de répulsion *R* est mesurée. Enfin, la résistance à la compression uniaxiale *JCS* est calculée avec l'Eq. A.25 [57, 18], avec γ_m la densité sèche du bloc (kN/m^3) et *JCS* est en MN/m^2 .

$$\log_{10}(JCS) = 0,00088R\gamma_m + 1,01 \quad (A.25)$$

- Le coefficient de rugosité *JRC* varie entre 0 à 20, où 0 représente une surface complètement lisse et 20 une surface très rugueuse. Barton & Choubey [18] donnent une abaque permettant d'estimer la valeur de *JRC* (voir Figure A.15).

FIGURE A.15: Abaque pour déterminer le coefficient *JRC* [18]

- L'angle de frottement local d'un bloc découpé ϕ_b peut être déterminé par un essai de cisaillement sur plan incliné ou un essai de cisaillement direct bloc-bloc.

Pour deux facettes deux blocs non-concordants, Zhao [182, 183] a proposé de modifier le critère de Barton en ajoutant le coefficient *JMC* (*Joint Matching Coefficient*) :

$$\tau_f = \sigma'_n \tan(JRC \cdot JMC \log_{10}(\frac{JCS}{\sigma'_n}) + \phi_b) \quad (A.26)$$

Le coefficient *JMC* se réfère au pourcentage de surface réellement en contact entre deux blocs en contact. Zhao propose de prendre $JMC = 30\%$ (contact plan non-coincident) au minimum et $JMC = 100\%$ (contact plan parfaitement coincident) [183]. Il faut noter que dans un cas où une valeur précise est souhaitée, nous pouvons faire un calcul inverse du produit $JRC \cdot JMC$ à partir de l'essai de cisaillement.

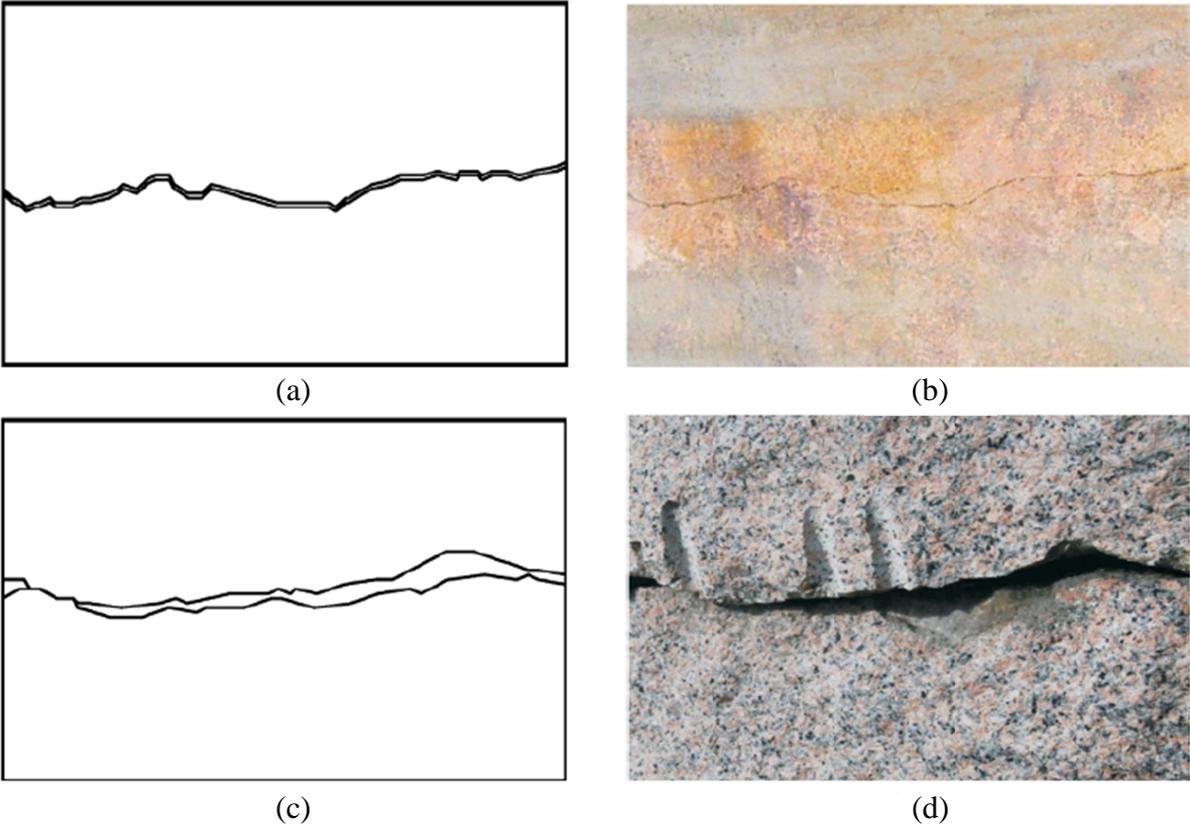


FIGURE A.16: Deux profils en contact : (a) Discontinuité naturelle (b) Discontinuité naturelle entre blocs (c) Contact entre blocs (d) Contact entre blocs d'un MSPS [5]

Annexe B

Caractéristiques de l'interface sol-structure

À l'interface entre le MSPS et le sol, il existe une région d'une certaine épaisseur qui se caractérise par une transition soudaine entre deux comportements différents issus de deux matériaux différents. Typiquement, l'interface est ainsi soumise à une forte contrainte de cisaillement. Plusieurs travaux se sont dédiés à la compréhension du comportement d'interface [136, 31, 1, 63, 26, 100]. Ainsi Potyondy [136] a montré, en utilisant l'essai de cisaillement, que le frottement d'interface dépend des caractéristiques du sol et de la structure.

L'interface structure-sol est caractérisée par une zone de déformation localisée où se concentrent de forts glissement ou/et rotations locales des grains. La mesure de l'épaisseur d'une interface au cours d'un essai de cisaillement est délicate et nécessite des outils complexes. Ces outils comprennent : La technique de stéréophotogrammétrie [78] ; Des prises photographiques et vidéo [99] et la vélocimétrie par images des particules [58, 59]. Par ailleurs, une approche micromécanique par la méthode aux éléments discrets peut être aussi utilisée [85, 86]. Plusieurs expériences montrent que l'épaisseur d'une interface se trouve dans une gamme de $7 - 14D_{50}$ [140].

B.1 Essai de cisaillement direct d'interface

L'essai d'interface permet de mieux cerner le comportement réel d'une interface sol-structure. Il existe différents essais associés : l'essai de cisaillement direct d'interface, l'essai de cisaillement annulaire [178], l'essai de cisaillement simple [163] et l'essai de cisaillement annulaire simple [99]. Chaque dispositif possède des inconvénients pour caractériser une interface [69], cependant, grâce à sa simplicité, l'essai de cisaillement direct d'interface est la technique la plus utilisée.

Dans l'essai cisaillement direct d'interface, la surface du bloc est cisailée directement avec le sol en mettant d'abord un chargement de confinement (contrainte normale appliquée indirectement à l'interface), puis une certaine vitesse/force est appliquée dans la direction parallèle à la surface du profil. Le capteur de force/contrainte va mesurer la résistance au cisaillement de

l'interface correspondant à la vitesse/force imposée.

Avant les années 1980s, deux types de conditions aux limites pour l'échantillon étaient utilisés dans cet essai : (1) *constant volume* (CV) (2) *constant normal load* (CNL). Pour montrer la différence entre l'essai CV et l'essai CNL, Boulon & Foray [24] ont fait deux séries d'essais CV et CNL en utilisant : (1) un sable dense et une contrainte de confinement faible (2) un sable lâche et une contrainte de confinement élevée. Le résultat de cette expérience est montré dans la Figure B.1 où w représente le déplacement relatif tangential au niveau de l'interface et u le déplacement relatif normal. σ_n et τ sont respectivement les contraintes normales et tangentielles s'exerçant dans l'interface. On peut résumer le résultat de cette expérience comme suit :

- Essai à volume constant (CV) : Dans les deux cas de sable (lâche et dense), l'incrément de déplacement relatif normal est nul. Ensuite, dans le cas du sable dense, on observe bien que même avec un faible confinement, la contrainte normale à la paroi augmente d'environ dix fois par rapport à sa valeur initiale. Cette augmentation de contrainte est certainement attribuée à la dilatance empêchée dans l'interface. En revanche, due à la densification du sable lâche au cours de l'essai, la contrainte normale diminue pendant le cisaillement.
- Essai à contrainte normale constante (CNL) : La contrainte normale est identique et reste constante pour les deux cas de sable au cours de l'essai. Pour le sable dense, on observe une contractance suivie par une forte dilatance. Pour une interface lâche, le comportement est uniquement contractant.

On peut constater que ces deux conditions aux limites ne correspondent pas aux conditions aux limites de l'interface in situ car l'interface est en réalité confinée par le sol situé en dehors de cette zone. Le sol est un matériau déformable portant une certaine rigidité, l'interface est alors soumise à une sollicitation de la part du sol du type rigidité. Si le sol a une rigidité infinie, cet essai est équivalent à un essai CV. Si la rigidité du sol est nulle, l'interface subit alors un essai CNL. Cet essai est dit à *Constant Normal Stiffness* (CNS) [24]. Pour conclure, la Figure B.2 montre les trois conditions limites de l'essai de cisaillement direct d'interface.

La Figure B.3 montre le problème d'interface sol-pieu modélisé par l'essai de cisaillement direct CNS, où la masse du sol comprime une interface d'une épaisseur e . La résolution du problème nécessite alors la détermination de la rigidité k du sol. Dans l'étude de Boulon & Foray [24], ils utilisent une formulation analogue au problème de l'essai pressiométrique. L'essai pressiométrique est en fait un problème d'un cylindre épais, où le calcul du module pressiométrique E_p est basé sur l'hypothèse de déformation plane d'un cylindre creux du matériau élastique ayant un rayon infini. La résolution de ce problème est donné par Lamé comme suivant :

$$E_p = (1 + \nu) \frac{\Delta\sigma}{\Delta R/R_0} \quad (\text{B.1})$$

Avec ΔR la variation de rayon de trou au cours de l'essai pressiométrique et R_0 le rayon initial d'un forage. Dans l'essai pressiométrique, habituellement on mesure la variation de volume, alors dans littérature on trouve plutôt la relation suivante :

$$E_p \approx 2(1 + \nu) \frac{\Delta\sigma}{\Delta V/V} \quad (\text{B.2})$$

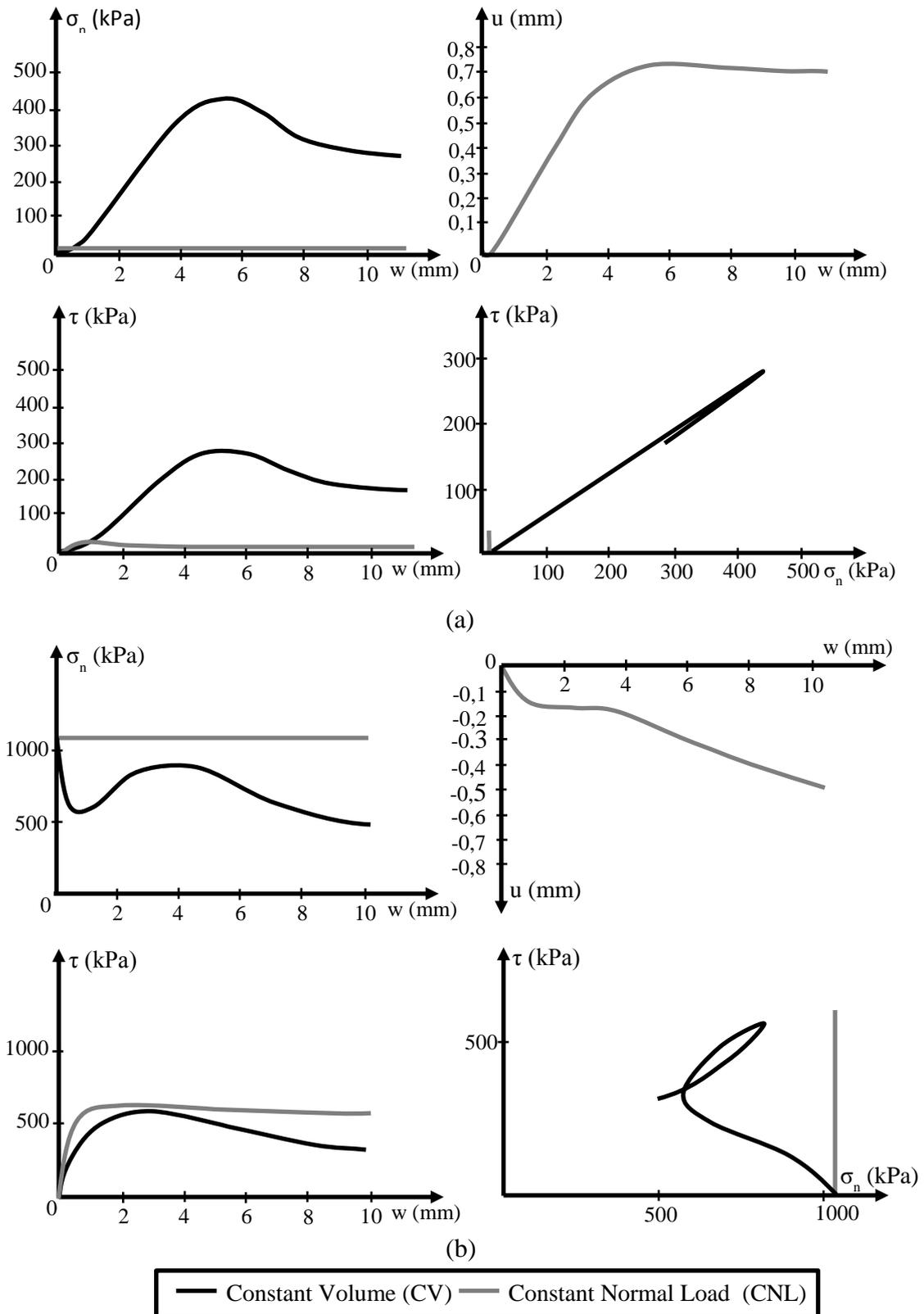


FIGURE B.1: Essai de cisaillement direct d'interface avec le sable d'Hostun : (a) Échantillon dense sous une faible contrainte normale $\sigma_n = 12,5\text{kPa}$; (b) Échantillon lâche sous une forte contrainte normale $\sigma_n = 1,06\text{MPa}$ [24]

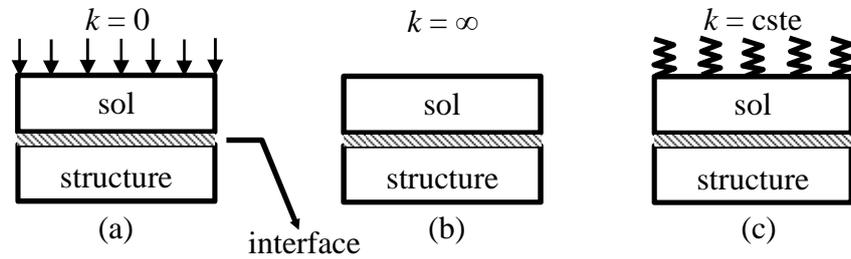


FIGURE B.2: Condition aux limites de frontières dans l'essai de cisaillement direct d'interface : (a) *Constant Normal Load (CNL)* (b) *Constant Volume (CV)* (c) *Constant Normal Stiffness (CNS)* [67]

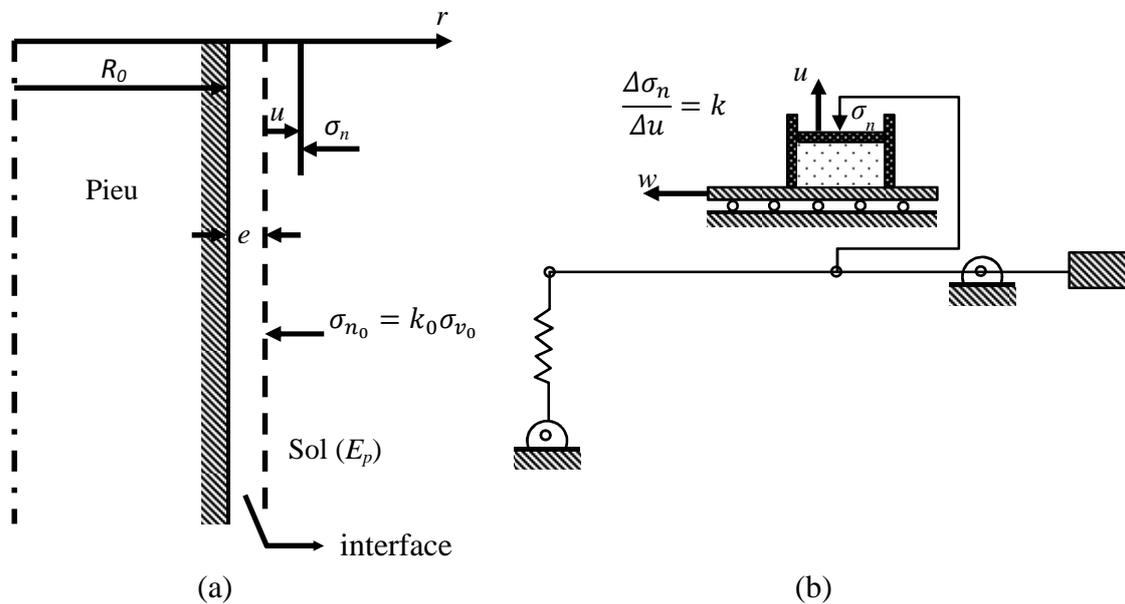


FIGURE B.3: Interface sol-structure : (a) Problème axisymétrique d'un pieu (b) Modélisation par l'essai interface CNS [24]

À partir de ces formules, Boulon & Foray [24] donne la formule de rigidité k :

$$k = \frac{\Delta\sigma}{\Delta R} = \frac{2E_p}{R_0} \quad (\text{B.3})$$

R_0 dans l'essai pressiométrique est actuellement le rayon de la cavité. Cette formule est strictement valable pour le problème axisymétrique d'interface sol-structure (i.e. : le cas d'un pieu) où R_0 devient le rayon du pieu.

Pour le cas d'une déformation plane non-axisymétrique, comme cela est le cas pour un remblai sollicitant un MSPS, on peut considérer le cas de déformation uni-dimensionnelle :

$$\Delta\sigma = E \frac{\Delta u}{l_0} \rightarrow k_{\text{CNS}} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta u} = \frac{E}{l_0} \quad (\text{B.4})$$

avec E le module de Young et l_0 la largeur du sol mobilisant la contrainte sur le mur.

B.2 Caractéristique mécanique de l'interface sol-structure

Pour des soucis de simplification, on a l'habitude de discrétiser la rugosité d'interface en interface lisse ou rugueuse. Pour définir une valeur précise de la rugosité d'une interface, Yoshimi & Kishida [178] utilise la rugosité maximale R_{max} du profil. Néanmoins, ce paramètre est incomplet pour définir l'interface dont la rugosité relève et des caractéristiques géométriques de la structure et de celles des grains du sol. Kishida & Uesugi [89] ont suggéré l'utilisation de la rugosité normalisée R_n qui est le rapport entre la rugosité maximale R_{max} de la structure et la taille médiane des grains du sol D_{50} (Eq. B.5).

$$R_n = \frac{R_{\text{max}}}{D_{50}} \quad (\text{B.5})$$

Le terme qualitatif rugueux ou lisse reste ici toujours valable. La Figure B.4 montre ces deux cas extrêmes d'interface. L'interface est rugueuse quand la valeur de la rugosité normalisée est grande, c'est à dire le cas où la taille des grains est largement inférieure à la rugosité maximale du profil. Il existe alors une valeur critique séparant ces deux comportements extrêmes. En observant la déformation volumique et la résistance au cisaillement de l'interface sol-structure, plusieurs auteurs [163, 164, 79] indiquent que la rugosité critique normalisée R_{crit} se situe autour de 0,1 à 0,13. Si $R_n > R_{\text{crit}}$, l'interface est rugueuse, et si $R_n < R_{\text{crit}}$, l'interface est qualifiée de lisse. La Figure B.5 montre le comportement d'interface pour différentes valeurs de la rugosité normalisée issu d'essais de cisaillement direct [79]. On s'aperçoit de l'aspect subjectif de la transition entre un comportement de type rugueux et lisse car le changement de comportement entre une surface rugueuse et lisse est plutôt graduel.

La résistance au cisaillement d'une interface sol-structure est caractérisée habituellement par l'utilisation du critère de frottement de Coulomb (Eq. B.6). Cette formule considère que la contrainte exercée dans une interface σ et la résistance de cisaillement maximale τ ont une relation linéaire, reliée par le coefficient de frottement d'interface δ .

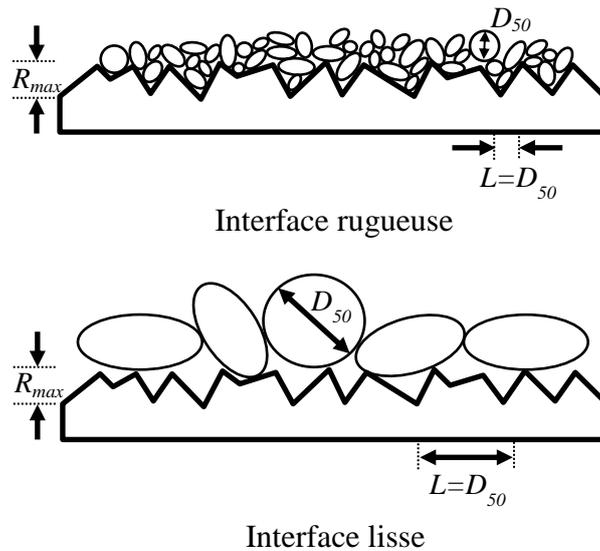


FIGURE B.4: Comparaison entre une interface rugueuse et lisse [163, 118]

$$\tau = \sigma \tan \delta = \mu \sigma \quad (\text{B.6})$$

Pourtant, l'angle de frottement d'interface δ est souvent non-mesurable. Dans la pratique française du calcul de structure, selon le type de rugosité d'interface (lisse/peu rugueuse/rugueuse), l'angle de frottement d'interface δ est souvent pris simplement avec des valeurs suggérées comme montré dans l'Eq. B.7 [110], avec ϕ' l'angle de frottement interne du sol. La Norme Française sur des ouvrages en géotechnique (NF EN 1997-1 :2005 section 6.5.3) [8] recommande de déterminer la valeur de l'angle de frottement d'interface δ en se basant sur l'angle de frottement critique du sol ϕ'_c (Eq. B.8).

$$\begin{cases} \text{lisse :} & \delta = 0 \\ \text{peu rugueuse :} & \delta = \frac{1}{3}\phi' \\ \text{rugueuse :} & \delta = \frac{2}{3}\phi' \end{cases} \quad (\text{B.7})$$

$$\begin{cases} \text{sol-béton préfabriqué :} & \delta = \frac{2}{3}\phi'_c \\ \text{sol-béton coulé en place :} & \delta = \phi'_c \end{cases} \quad (\text{B.8})$$

De nombreuses études ont été faites pour construire plus finement la loi de comportement de l'interface, par exemple [25, 150, 117] et tenir compte notamment de l'effet des cycles répétés sur les propriétés d'interface.

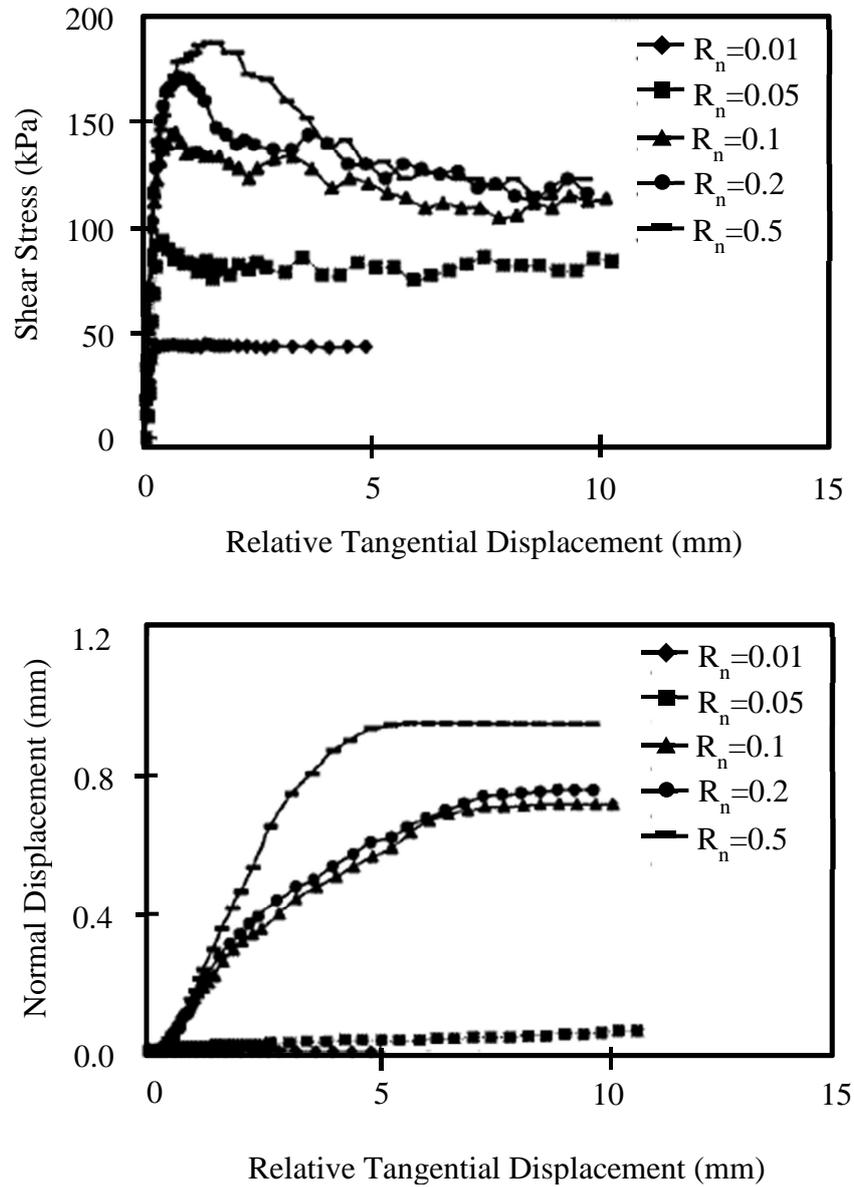


FIGURE B.5: Comportement d'interface pour différentes valeurs de rugosité normalisée [79]

Annexe C

Simulation discrète : PFC2D

PFC2D est un logiciel aux éléments discrets de calcul dynamique par schéma explicite [81]. Les éléments de base sont des disques rigides à contact déformable. La Figure C.1 montre le processus adopté dans chaque cycle complet de calcul ; il consiste en deux étapes de calcul : (1) Calcul de l'équation du mouvement ; (2) Calcul de la loi de contact. Ils sont calculés respectivement au niveau de chaque disque (ou cluster) et aux contacts.

C.1 Equations du mouvement

Pour un système composé de disques rigides, les équations du mouvement en translation et rotation sont :

$$F_i = m(\ddot{x}_i - g_i) \quad (\text{C.1})$$

$$M_i = I\dot{\omega}_i \quad (\text{C.2})$$

avec : F_i la force résultante, m la masse du disque, \ddot{x}_i l'accélération de translation du disque, g_i la gravité, M_i le moment résultant, I l'inertie du disque et $\dot{\omega}_i$ l'accélération de rotation du disque.

Pour calculer la position des disques pour le pas de temps suivant, l'approche de discrétisation temporelle avec un schéma de différences finies centré est utilisé pour calculer l'accélération du disque :

$$\ddot{x}_i^t = \frac{1}{\Delta t}(\dot{x}_i^{t+\Delta t/2} - \dot{x}_i^{t-\Delta t/2}) \quad (\text{C.3})$$

$$\dot{\omega}_i^t = \frac{1}{\Delta t}(\omega_i^{t+\Delta t/2} - \omega_i^{t-\Delta t/2}) \quad (\text{C.4})$$

En injectant l'équation C.3 et C.4 dans l'Eq. C.1 et C.2, la vitesse de translation et de rotation dans ce schéma explicite sont définies par :

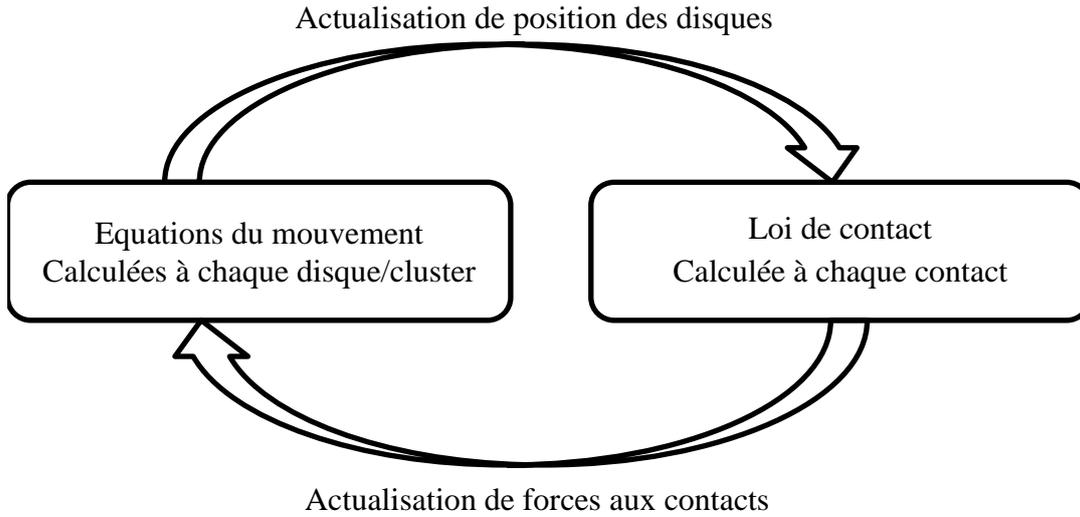


FIGURE C.1: Cycle de calcul dans PFC2D fait à chaque pas de temps.

$$\dot{x}_i^{t+\Delta t/2} = \dot{x}_i^{t-\Delta t/2} + \left\{ \frac{F_i^t}{m} + g_i \right\} \Delta t \quad (\text{C.5})$$

$$\omega_i^{t+\Delta t/2} = \omega_i^{t-\Delta t/2} + \left\{ \frac{M_i^t}{I} \right\} \Delta t \quad (\text{C.6})$$

Enfin, la nouvelle position des disques peut être calculée en multipliant la vitesse de translation par le pas de temps.

$$x_i^{t+\Delta t} = x_i^t + \dot{x}_i^{t+\Delta t/2} \Delta t \quad (\text{C.7})$$

C.2 Loi de contact

La loi de contact régie l'interaction mécanique existant entre les disques. En principe, elle relie la force (ou contrainte) soutenue aux contacts et le déplacement (ou déformation) correspondant. Dans cette thèse, nous utilisons les deux lois de contact suivantes : (1) linéaire ; (2) joint-souple (*smooth joint*) [84].

La loi linéaire est une loi simple, utilisée par défaut dans PFC2D. Dans ce cas, le modèle de contact fait intervenir un ressort activé uniquement en compression. La relation entre force normale et déplacement est linéaire et définie par :

$$F_n = k_n u_n \quad (\text{C.8})$$

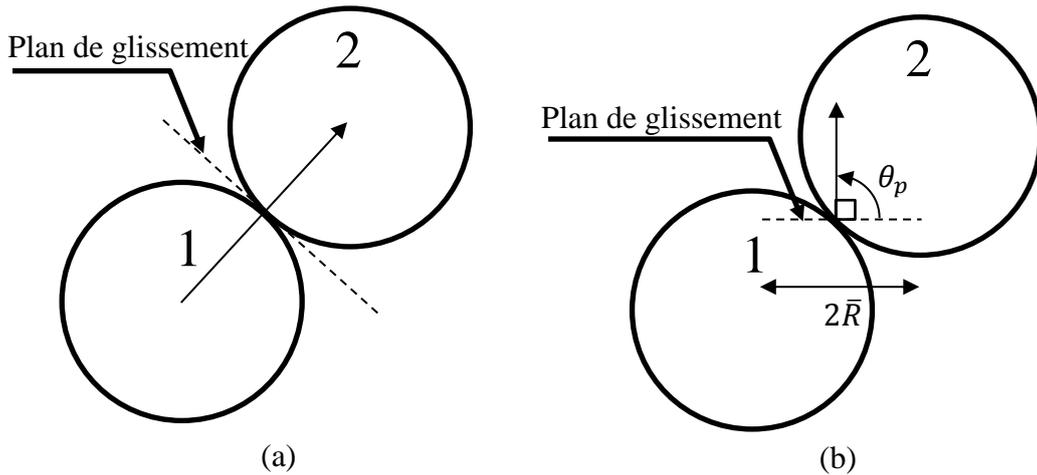


FIGURE C.2: Loi de contact : (a) Linéaire (b) Joint souple.

Avec F_n la force normale de contact, k_n la rigidité normale du ressort et u_n l'interpénétration entre les disques.

Le plan de contact est défini automatiquement, perpendiculaire au vecteur de contact (voir Figure C.2). La rigidité tangentielle k_t est appliquée parallèlement à ce plan de glissement (voir Figure C.2a). Ça veut dire que le déplacement élastique entre disques existe potentiellement dans les directions normale et tangentielle. L'incrément de la force tangentielle au contact est calculé par l'équation C.9.

$$\Delta F_t = -k_t \Delta u_t \quad (\text{C.9})$$

À chaque pas de temps, la nouvelle force tangentielle est calculée par la somme de la force tangentielle existante au contact et cet incrément. Le glissement se produit quand la valeur cumulée de la force tangentielle est supérieure à une valeur limite, reliée au cône de frottement de Coulomb. L'équation C.10 montre ce critère de glissement. La Figure C.3(a,b) résume le comportement d'un contact linéaire dans le cas d'un chargement normal et tangential.

$$F_t + \Delta F_t \leq F_s^{max} \rightarrow F_t + \Delta F_t \leq \mu F_n \quad (\text{C.10})$$

La loi joint-souple est similaire à la loi de contact linéaire. La différence majeure réside dans la définition du plan de glissement (voir Figure C.2b). Celui-ci, il est déterminé arbitrairement en définissant l'orientation de la normale au plan de glissement θ_p .

Tous les autres paramètres mécaniques sont déterminés automatiquement. Notamment, la largeur du plan de glissement est égale à :

$$A = 2\bar{R} \quad (\text{C.11})$$

Avec :

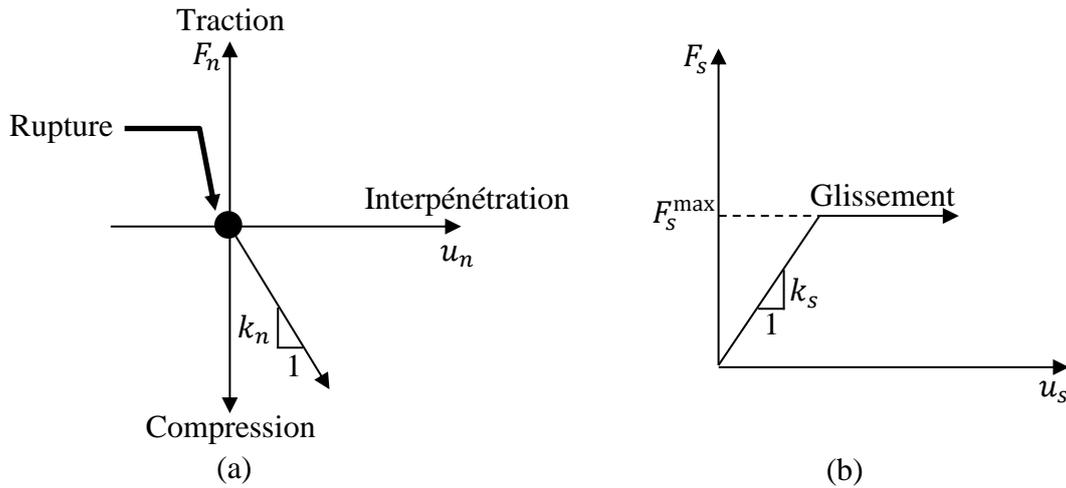


FIGURE C.3: Relation force-déplacement dans le cas d'un chargement : (a) normal (b) tangentiel.

$$\bar{R} = \bar{\lambda} \min(R_1, R_2) \quad (\text{C.12})$$

Par défaut, le coefficient multiplicateur du rayon de contact $\bar{\lambda}$ vaut 1,0. Dans ce travail de thèse (voir partie 2.1), on définit une valeur $\bar{\lambda}$ pour que la largeur totale de contact soit égale à l'épaisseur d'un bloc.

La rigidité de contact du joint souple relie l'incrément de contrainte et l'incrément de déplacement (Pa/m), et la force normale et tangentielle sont cumulées à chaque pas de temps avec :

$$\Delta F_n = k_n A \Delta u_n \quad (\text{C.13})$$

$$\Delta F_s = -k_s A \Delta u_s \quad (\text{C.14})$$

C.3 Pas de temps critique

La convergence/stabilité d'un calcul explicite par la méthode des différences finies dépend de la valeur de pas de temps choisi, il doit être inférieur à une valeur critique, appelée "pas de temps critique". Ce temps correspond à la première période propre T_n (i.e. : minimale) du système, temps minimal de réponse du système, où temps minimal de propagation d'une information mécanique.

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (\text{C.15})$$

Dans le cas d'un système non-amorti, calculé par une approche aux différences finies de deuxième ordre, le pas de temps critique est donné par :

$$\Delta t_{crit} = \frac{T_n}{\pi} = \frac{2}{\omega_{max}} \quad (C.16)$$

Ensuite, la période propre du système doit être estimée. PFC2D considère le cas le plus critique comme suivant : pour cinq disques (donc quatre contacts) se percutant entre eux et produisant les mêmes déplacements Δ_n . La relation de force-déplacement dans l'ensemble du système est égal à :

$$\Delta F_n = k_n(4\Delta_n) \rightarrow k_n^{total} = 4k_n \quad (C.17)$$

Alors :

$$\Delta t_{crit}^t = 2\sqrt{\frac{m}{4k_n}} = \sqrt{\frac{m}{k_n}} \quad (C.18)$$

En considérant un système similaire, le pas de temps critique d'un mouvement de rotation est caractérisé par :

$$\Delta t_{crit}^r = \sqrt{\frac{I}{k_{rot}}} \quad (C.19)$$

Un système peut être composé de disques de masses différentes, connectés par des contacts de rigidités différentes. Pour cette raison, PFC2D calcule le pas de temps critique (Eq. C.18 et C.19) pour chaque disque (ou cluster). Le pas de temps critique utilisé dans le calcul global est alors la valeur minimale de tous les pas de temps calculés pour chaque disque. Pour assurer la convergence du modèle, PFC2D multiplie le pas de temps critique par un coefficient de sécurité, qui vaut 0,8 par défaut.

Annexe D

Simulation discrète-continue : UDEC

UDEC est un logiciel aux éléments discrets avec contacts déformables. Une simulation modélisée par UDEC peut être constituée de blocs rigides et déformables. Ces blocs ont une forme polygonale. Dans le cas de blocs déformables, ils sont discrétisés sur la base d'un maillage, où chaque maille triangulaire est appelée "zone". Le transfert mécanique entre blocs est fait à travers des contacts entre eux.

À chaque cycle de calcul, UDEC calcule : (1) les équations du mouvement des blocs ; (2) la loi de comportement des blocs (pour le cas de blocs déformables) ; (3) la loi constitutive aux contacts. Le processus de calcul pour chaque cycle est résumé dans la Figure D.1.

Deux autres approches continues sont utilisées dans cette thèse : FLAC (voir Chapitre 3) et 3DEC (voir Chapitre 4), elles suivent essentiellement la même démarche exprimée dans cette annexe [82, 80, 83].

D.1 Equations du mouvement

Pour des blocs rigides, le calcul des équations du mouvement suivent les mêmes expressions exprimées dans l'Annexe C.

Dans le cas de blocs déformables, les équations du mouvement sont formulées comme suit :

$$\sum F_i = m\ddot{x}_i \quad (D.1)$$

avec : $\sum F_i$ la force nette à chaque nœud d'un élément et m la masse mobilisée (valeur $\frac{1}{3}$ de la somme des masses des triangles connectés à un nœud).

La force totale d'un nœud se compose de : (1) F_i^e la force externe appliquée (e.g. : force appliquée aux limites du système) ; (2) F_i^c la force de contact ; (3) F_i^g la gravité ; (4) F_i^i la force de résistance interne.

$$\sum F_i = F_i^e + F_i^c + F_i^g + F_i^i \quad (D.2)$$

avec :

$$F_i^i = \int_s \sigma_{ij} n_j ds \quad (D.3)$$

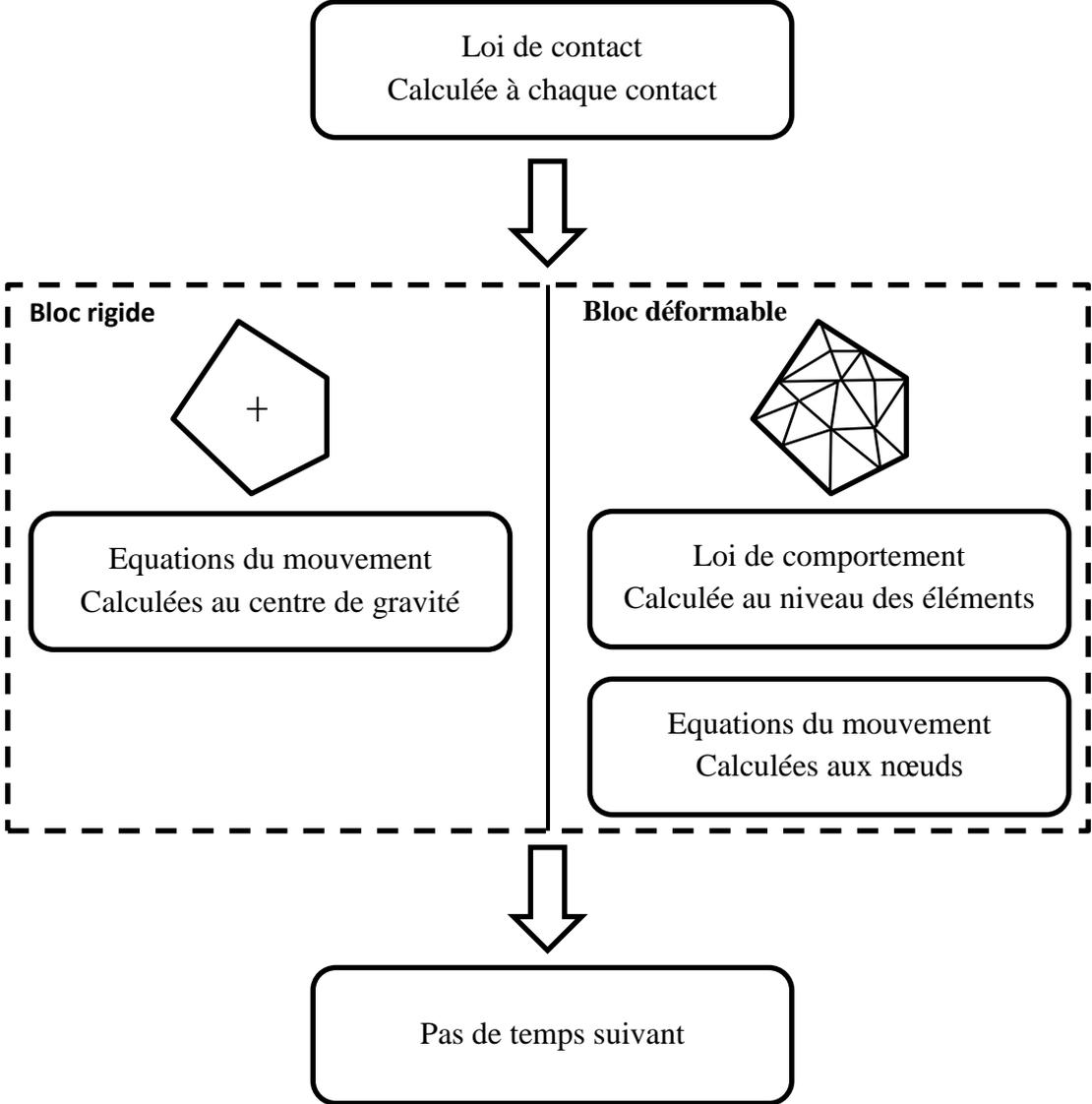


FIGURE D.1: Cycle de calcul dans UDEC.

Le tenseur de contrainte σ_{ij} est actualisé dans la phase de calcul de la loi de comportement.

Ensuite, en utilisant le schéma temporel des différences finies (voir Eq. C.3), la vitesse de chaque nœud est calculée par :

$$\dot{x}_i^{t+\Delta t/2} = \dot{x}_i^{t-\Delta t/2} + \left\{ \frac{\sum F_i}{m} \right\} \Delta t \quad (\text{D.4})$$

D.2 Loi de comportement

D.2.1 Phase élastique

Le calcul des déformations et des contraintes avec une certaine loi de comportement est fait pour des blocs déformables. Tout d'abord, le taux de déformation d'une zone est déduite de l'information sur les vitesses des nœuds (voir Eq. D.4). En prenant l'hypothèse de petites perturbations, le taux de déformation et rotation d'une zone sont définis par :

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \frac{1}{2}(\dot{x}_{i,j} + \dot{x}_{j,i}) \quad (\text{D.5})$$

$$\dot{\theta}_{ij} = \frac{1}{2}(\dot{x}_{i,j} - \dot{x}_{j,i}) \quad (\text{D.6})$$

À partir de ces équations, l'incrément de déformation $\Delta\epsilon_{ij}$ peut être calculé facilement étant donné le pas de temps du modèle. La contrainte élastique $\Delta\sigma_{ij}^e$ est ensuite calculée avec la formule suivante :

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_1^e &= \alpha_1 \Delta\epsilon_1^e + \alpha_2 (\Delta\epsilon_2^e + \Delta\epsilon_3^e) \\ \Delta\sigma_2^e &= \alpha_1 \Delta\epsilon_2^e + \alpha_2 (\Delta\epsilon_1^e + \Delta\epsilon_3^e) \\ \Delta\sigma_3^e &= \alpha_1 \Delta\epsilon_3^e + \alpha_2 (\Delta\epsilon_1^e + \Delta\epsilon_2^e) \end{aligned} \quad (\text{D.7})$$

avec :

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= K + 4G/3 \\ \alpha_2 &= K - 2G/3 \end{aligned} \quad (\text{D.8})$$

D.2.2 Phase plastique

Critère de rupture

Dans cette thèse, nous utilisons principalement le critère de cisaillement de Mohr-Coulomb, défini par :

$$f^s(\sigma) = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \quad (\text{D.9})$$

avec :

$$N_\phi = \left\{ \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right\} \quad (\text{D.10})$$

En outre, le critère de rupture en traction est aussi utilisé :

$$f^t(\sigma) = \sigma^t - \sigma_3 \quad (\text{D.11})$$

où σ^t est la résistance de traction.

Potentiel plastique

L'écoulement plastique non-associé en cisaillement dépend de l'angle de dilatance ψ , ce qui nous donne le potentiel plastique suivant :

$$g^s(\sigma) = \sigma_1 - \sigma_3 \left\{ \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \right\} = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad (\text{D.12})$$

On peut remarquer que cette équation a la même forme que le critère de rupture (Eq. D.9), sauf qu'elle fait intervenir un angle, l'angle de dilatance ψ , qui rend le mécanisme d'écoulement non associé. La constante (i.e. : troisième terme de l'Eq. D.9) est négligée car elle n'intervient pas dans la définition de la direction de l'écoulement (défini par $\frac{dg(\sigma)}{d\sigma}$).

Le potentiel plastique en traction est associé. Il est donné par :

$$g^t(\sigma) = -\sigma_3 \quad (\text{D.13})$$

Écoulement plastique

La loi d'écoulement plastique est définie par :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^p = \lambda \frac{\partial g(\sigma)}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{D.14})$$

L'objectif est de déterminer le coefficient λ qui représente l'amplitude de la déformation plastique.

Pour la rupture en cisaillement, on peut calculer d'abord la dérivée de l'Eq. D.12. En injectant cette dérivée dans l'Eq. D.14, nous obtenons :

$$\begin{aligned} \dot{\epsilon}_1^p &= \lambda^s \\ \dot{\epsilon}_2^p &= 0 \\ \dot{\epsilon}_3^p &= -\lambda^s N_\psi \end{aligned} \quad (\text{D.15})$$

On sait que la déformation peut être décomposée en deux parties (élastique et plastique) :

$$\dot{\epsilon}_{ij} = \dot{\epsilon}_{ij}^e + \dot{\epsilon}_{ij}^p \rightarrow \dot{\epsilon}_{ij}^e = \dot{\epsilon}_{ij} - \dot{\epsilon}_{ij}^p \quad (\text{D.16})$$

Puis, en injectant cette équation et l'Eq. D.15 dans l'Eq. D.7, cette dernière devient :

$$\begin{aligned}
 \Delta\sigma_1 &= \alpha_1\Delta\varepsilon_1 + \alpha_2(\Delta\varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3) - \lambda^s(\alpha_1 - \alpha_2N_\psi) \\
 \Delta\sigma_2 &= \alpha_1\Delta\varepsilon_2 + \alpha_2(\Delta\varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_3) - \lambda^s(\alpha_2 - \alpha_2N_\psi) \\
 \Delta\sigma_3 &= \alpha_1\Delta\varepsilon_3 + \alpha_2(\Delta\varepsilon_1 + \Delta\varepsilon_2) - \lambda^s(-\alpha_1N_\psi + \alpha_2)
 \end{aligned} \tag{D.17}$$

C'est un incrément de contrainte pour une certaine discrétisation temporelle de temps. La contrainte à un pas de temps actuel σ_{ij}^t est la somme de la contrainte existante et de cet incrément.

$$\sigma_{ij}^t = \sigma_{ij}^{t-\Delta t} + \Delta\sigma_{ij} \tag{D.18}$$

En substituant le terme $\Delta\sigma_{ij}$ (voir Eq. D.17) dans cette équation, on obtient :

$$\begin{aligned}
 \sigma_1^t &= \sigma_1^I - \lambda^s(\alpha_1 - \alpha_2N_\psi) \\
 \sigma_2^t &= \sigma_2^I - \lambda^s(\alpha_2 - \alpha_2N_\psi) \\
 \sigma_3^t &= \sigma_3^I - \lambda^s(-\alpha_1N_\psi + \alpha_2)
 \end{aligned} \tag{D.19}$$

avec σ_{ij}^I la contrainte élastique prédite (*elastic guess*) comme suivante :

$$\begin{aligned}
 \sigma_1^I &= \sigma_1^{t-\Delta t} + \alpha_1\Delta\varepsilon_1 + \alpha_2(\Delta\varepsilon_2 + \Delta\varepsilon_3) \\
 \sigma_2^I &= \sigma_2^{t-\Delta t} + \alpha_1\Delta\varepsilon_2 + \alpha_2(\Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_3^e) \\
 \sigma_3^I &= \sigma_3^{t-\Delta t} + \alpha_1\Delta\varepsilon_3 + \alpha_2(\Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_2^e)
 \end{aligned} \tag{D.20}$$

Maintenant, le coefficient λ peut être calculé. En imposant la contrainte actuelle σ_{ij}^t dans le critère de plasticité $f^s(\sigma_1^t, \sigma_3^t) = 0$ et injectant l'Eq D.19 et D.20, pour le cas 2D, ce coefficient vaut :

$$\lambda^s = \frac{f^s(\sigma_1^I, \sigma_3^I)}{(\alpha_1 - \alpha_2N_\psi) - (-\alpha_1N_\psi + \alpha_2)N_\phi} \tag{D.21}$$

Avec la même démarche, on peut calculer λ^t , ce qui vaut, après développement :

$$\lambda^t = \frac{f^t(\sigma_3^I)}{\alpha_1} \tag{D.22}$$

D.2.3 Discrétisation mixte aux nœuds

Dans un modèle à déformation plane, le champ de déformation ne se caractérise, contrairement au champ de contrainte que par deux directions principales. Dans un cas où le système est caractérisé par une condition oedométrique, ce qui est le cas par exemple pour le remblai à l'état initial pour un système mur-remblai, l'incrément de déformation volumique $\Delta\varepsilon_v$ peut être excessivement petit. Ceci conduit à la sur-estimation de la pression dans les éléments dans la phase plastique ; le phénomène est connu sous le nom "*mesh-locking*" [122].

Pour éviter ce problème, UDEC permet d'utiliser une technique appelée la discrétisation mixte aux nœuds (NMD - *nodal mixed discretization*). La déformation et la contrainte sont moyennées aux nœuds. Tout d'abord, le taux de déformation d'une zone est séparée en sa partie isotrope et déviatorique.

$$\Delta \varepsilon_{ij} = \dot{e}_{ij} + \dot{e}_z \delta_{ij} \quad (D.23)$$

Ensuite, "le taux de déformation volumique aux nœuds" \dot{e}_n est déterminé en calculant la moyenne pondérée des zones alentours :

$$\dot{e}_n = \frac{\sum_{z=1}^m \dot{e}_z V_z}{\sum_{z=1}^m V_z} \quad (D.24)$$

avec : m le nombre de zones alentours, \dot{e}_z le taux de déformation des zones, V_z le volume des zones.

Le taux de déformation volumique moyen d'une zone est ensuite calculé par :

$$\bar{\dot{e}}_z = \frac{1}{d} \sum_{n=1}^d \dot{e}_n \rightarrow d = 3 \text{ (élément triangulaire)} \quad (D.25)$$

Enfin, le taux de déformation est redéfini comme suit :

$$\Delta \varepsilon_{ij} = \dot{e}_{ij} + \bar{\dot{e}}_z \delta_{ij} \quad (D.26)$$

La technique NMD est aussi appliquée dans le calcul des contraintes. La relation contrainte-déformation volumique est d'abord exprimée sous la forme suivante :

$$\dot{\sigma}_z = K(\bar{\dot{e}}_z^{tot} - \dot{e}_z^p) = K\bar{\dot{e}}_z^{tot} - \dot{\sigma}_z^p \quad (D.27)$$

où : K module de compressibilité, $\bar{\dot{e}}_z^{tot}$ le taux de déformation volumique moyenne calculé avec l'Eq. D.25, \dot{e}_z^p la partie plastique du taux de déformation volumique et $\dot{\sigma}_z^p$ le taux de la "pression plastique" d'une zone.

Le premier terme à droite a été redéfini avec l'Eq. D.25, il ne reste que le deuxième terme à pondérer. On calcule la moyenne pondérée du taux de la pression plastique aux nœuds :

$$\dot{\sigma}_n^p = \frac{\sum_{z=1}^m \dot{\sigma}_z^p V_z}{\sum_{z=1}^m V_z} \quad (D.28)$$

Le taux de pression d'une zone est enfin moyennée selon le nombre de nœuds correspondant :

$$\bar{\dot{\sigma}}_z^p = \frac{1}{d} \sum_{n=1}^d \dot{\sigma}_n^p \rightarrow d = 3 \text{ (élément triangulaire)} \quad (D.29)$$

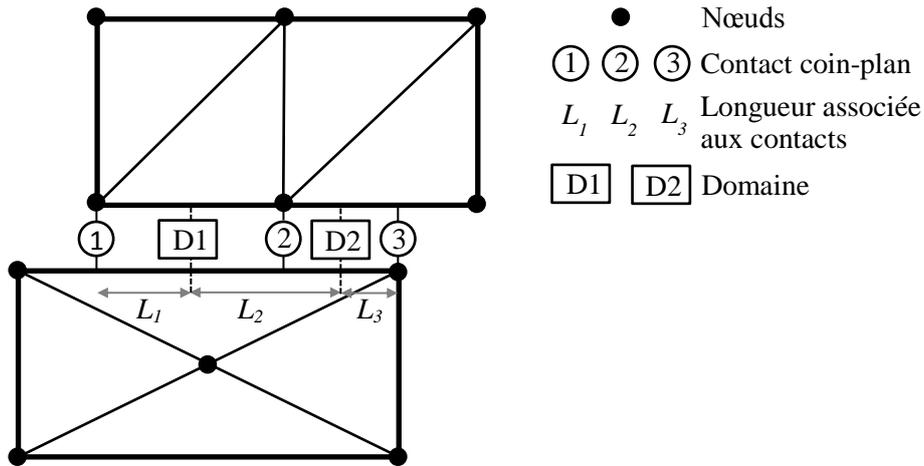


FIGURE D.2: Contact et domaine entre deux blocs déformables.

Alors, la version modifiée de l'Eq. D.27 est comme suit :

$$\dot{\sigma}_z = K \bar{e}_z^{tot} - \bar{\sigma}_z^p \quad (\text{D.30})$$

Pour conclure, il faut noter que la déformation et la contrainte modifiées par la technique NMD (voir Eq. D.25 et D.29) n'interviennent que dans l'état dilatant/contractant.

D.3 Loi de contact

La loi de joint de Coulomb est la loi utilisée par défaut. Il s'agit d'une loi élastique parfaitement plastique. On a alors besoin de définir deux rigidités, normale et tangentielle, au plan de contact. Elle ressemble à la loi de contact linéaire de PFC2D qui relie la force et le déplacement, pourtant ici cette loi relie la contrainte au déplacement. La Figure D.2 illustre les contacts entre deux éléments déformables. Trois contacts coin-plan (voir partie 3.2) sont créés le long de l'interface bloc-bloc. Lorsque deux blocs sont en contact, on appelle domaine le domaine séparant deux points de contacts d'un même bloc impliqués dans le contact. La largeur totale de chaque contact est alors définie comme la moitié de chaque domaine impliqué (Figure D.2). La région de contact limitée par la largeur L_1 , L_2 et L_3 est appelée "joint". La contrainte dans le joint est la force de contact exercée sur cette largeur.

L'incrément de la contrainte normale $\Delta\sigma_n$ et de la contrainte tangentielle $\Delta\tau_t$ sont définies :

$$\Delta\sigma_n = -k_n \Delta u_n \quad (\text{D.31})$$

$$\Delta\tau_t = -k_t \Delta u_t \quad (\text{D.32})$$

avec : k_n la rigidité normale et k_t la rigidité tangentielle du joint.

La résistance au cisaillement est déterminée par deux paramètres mécaniques : ϕ l'angle de frottement et c la cohésion :

$$|\tau| = c + \sigma_n \tan \phi \quad (\text{D.33})$$

D.4 Pas de temps critique

Pour le cas d'un système non-amorti, calculé par une approche aux différences finies de deuxième ordre, le pas de temps critique suit la même formulation donnée par l'Eq. C.16.

$$\Delta t_{crit}^1 = \frac{T_n}{\pi} = 2\sqrt{\frac{m_i}{k_i}} \quad (\text{D.34})$$

Avec : m_i la masse associée à un nœud et k_i la rigidité maximale des éléments autour du nœud.

Dans UDEC, la rigidité k_i est estimée par :

$$k_i = \sum (k_z + k_j) \quad (\text{D.35})$$

Le paramètre k_z représente la rigidité des éléments (zones) connectés au nœud i . Elle est estimée par :

$$k_{zi} = \frac{8}{3}(K + \frac{4}{3}G) \frac{b_{max}^2}{h_{min}} \quad (\text{D.36})$$

avec : b_{max} la longueur maximale de bord des éléments, h_{min} la hauteur minimale des éléments triangulaires.

Le deuxième paramètre k_j existe uniquement aux limites d'un bloc, sa valeur est égale au produit de la rigidité maximale du joint (soit normale soit tangentielle) et la somme de la longueur de deux bords adjacents.

UDEC estime aussi le pas de temps critique avec la formule suivante, représentant le déplacement relatif entre blocs :

$$\Delta t_{crit}^2 = \text{FS} \cdot 2\sqrt{\frac{m_{min}}{k_{max}}} \quad (\text{D.37})$$

où : FS le facteur de sécurité (par défaut il vaut 0,1), m_{min} la masse minimale d'un bloc dans le système et k_{max} la rigidité maximale du joint.

La valeur finale du pas de temps critique est la valeur la plus faible entre Δt_{crit}^1 et Δt_{crit}^2 .

Annexe E

Description de joints : 3DEC

La formulation de la loi de comportement, les équations du mouvement et la loi de contact de 3DEC suit principalement la démarche donnée dans l'Annexe D. Cette annexe concerne sur la technique de recherche de contact dans 3DEC. Prenant un exemple d'un cas de deux cubes en contact : bloc A et bloc B. Une technique de detection brute doit comparer tous les coins (c), bord (b) et face (f) de chaque cube. En utilisant, l'Eq. E.1, le nombre de test requis pour le contact de deux cubes s'élève à 676 tests.

$$n = (c_A + b_A + f_A)(c_B + b_B + f_B) \quad (\text{E.1})$$

Pour éviter cette comparaison directe, le logiciel 3DEC introduit le concept de plan-commun. L'idée est que 3DEC va créer un plan fictif entre bloc représentant une surface moyenne d'interface de deux blocs. Ce plan-commun est défini par un point de référence et un vecteur normal d'une surface. La Figure E.1 illustre l'emplacement du plan commun dans l'interface entre blocs (cas 2D). À l'aide de ce plan, la détection de contact est faite en comparant le contact entre les nœuds de chaque bloc avec ce plan-commun. Si les deux blocs touche le plan-commun, alors le contact existe entre deux blocs. Le nombre de test requis est simplement le nombre totale de coins de deux blocs testés (voir Eq. E.1). Le tableau E.1 resume le type de contact dans 3DEC en fonction du nombre de contact entre des sommets de blocs et le plan-commun.

$$n = c_A + c_B \quad (\text{E.2})$$

Des contacts modélisés par 3DEC sont déformables. L'enjeu de la loi mécanique dans 3DEC est fait actuellement dans des sous-contacts d'un contact. Ces sous-contacts sont automatiquement créés dans des nœuds de faces d'un bloc ce qui sont en contact avec le plan-commun. Comme le plan-commun est en contact avec les faces de deux blocs en contact, ces sous-contacts sont formés dans les deux cotés de plan-commun. Ensuite, le logiciel traite ces deux ensembles de sous-contacts comme des ressorts en parallèle. Autrement dit, la force repulsive de deux bloc en contact est égal à la somme des forces de sous-contacts.

Figure E.2a montre une illustration de deux blocs en contact. Le gros bloc en bas est fixé. Le système est puis stabilisé sous gravité. Entre ces deux blocs, le logiciel 3DEC établit qu'un seul contact classifié comme le contact face-face. Dans ce contact, 3DEC crée 8 sous-contacts :

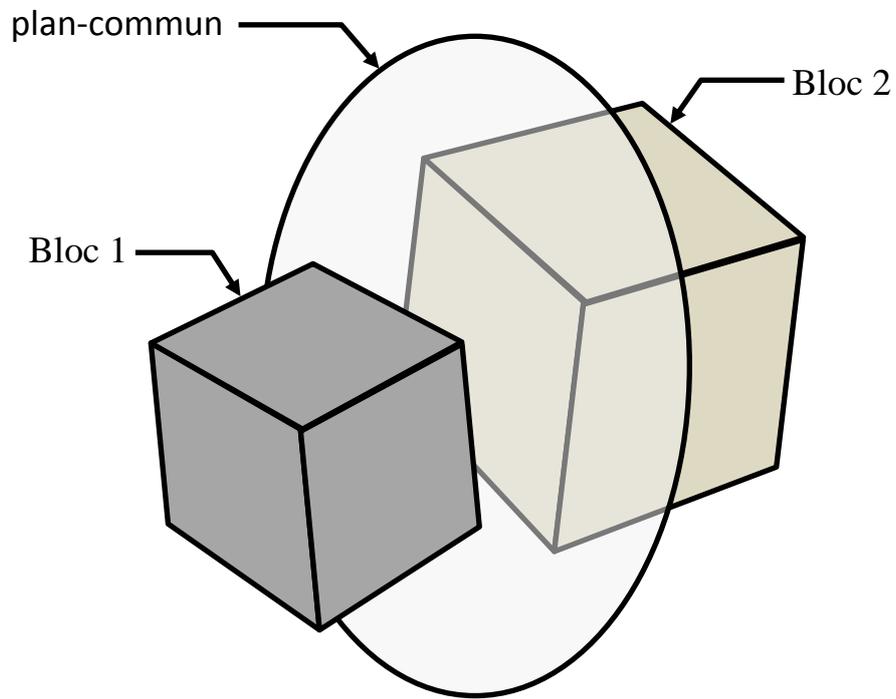


FIGURE E.1: Plan commun dans l'interface de deux blocs (cas 2D).

TABLE E.1: Type de contact dans 3DEC selon le nombre de coins de chaque bloc en contact avec le plan-commun.

Nombre de contact		Type de contact
Plan commun - Bloc A	Plan commun - Bloc B	
0	0	null
1	1	coin-coin
1	2	coin-bord
1	>2	coin-face
2	1	bord-coin
2	2	bord-bord
2	>2	bord-face
>2	1	face-coin
>2	2	face-bord
>2	>2	face-face

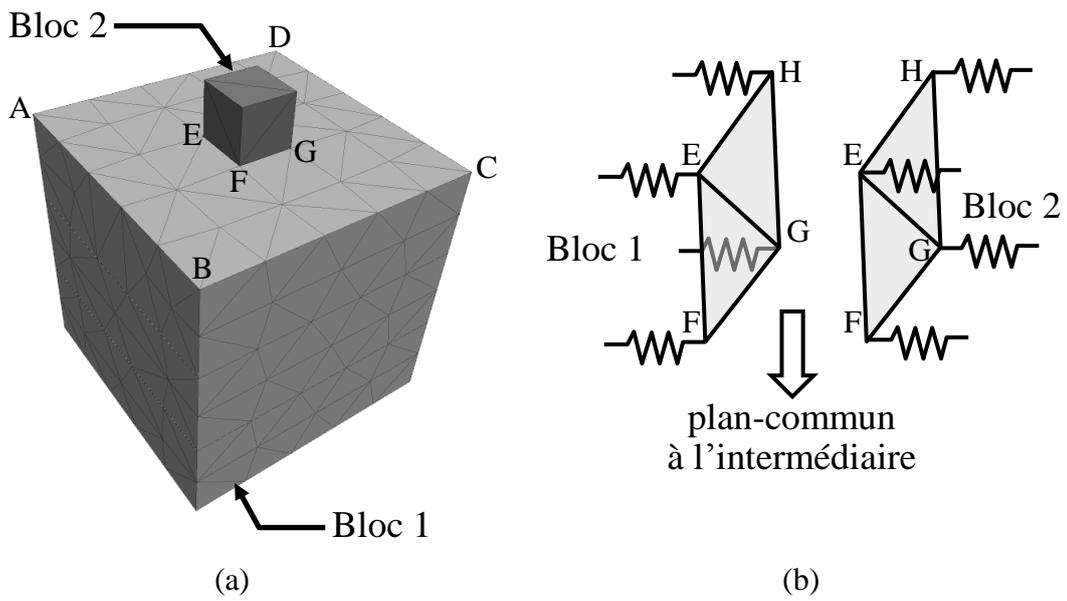


FIGURE E.2: Sous-contacts entre deux cubes en contact.

4 sous-contacts entre le bloc 1 et le plan-commun et 4 sous-contacts entre le bloc 2 et le plan commun (voir Figure E.2b). Comme 3DEC considère que ces deux groupes de ressorts sont parallèle, le poids de petit bloc est alors la somme de force de 8 sous-contacts.

Annexe F

Changement d'échelle

Dans le chapitre 2, nous avons modélisé le remblai par des grains discrets. On peut alors définir des variables statiques ou cinématiques à l'échelle micro (du contact) comme les forces de contacts, la vitesse des grains. A partir de ce champ local, on peut définir à l'échelle macro des champs de contrainte et de déformation en utilisant une technique de changement d'échelle.

F.1 Déformation

On peut distinguer deux groupes de techniques pour obtenir les macro-déformations [13] :

- Déformation basée sur un domaine équivalent-continu. Par cette technique, l'ensemble des grains discrets est remplacé par un réseau équivalent-continu. Ceci peut être construit sur la base des vecteurs branches [11], des vecteurs de contacts ou des boucles de particules en contact [124]. Ensuite, connaissant l'état de ce réseau pour deux pas de calcul (deux stades de structuration du milieu), la déformation de chaque entité du réseau peut être calculée.
- "*Best-fit*" déformation. Cette approche produit un champ de déformation approché issu de la résolution d'un système d'équations (autant d'inconnues du tenseur de déformation que de points pour lequel le déplacement par unité de longueur est connu) traduisant le déplacement caractéristique d'un système. Les points suivis peuvent être par exemple le déplacement du centre des disques, le mouvement des contacts.

Une technique "*best-fit*" proposée par P.A. Cundall est utilisée ici ; elle est directement intégrée dans le logiciel PFC2D [81]. La déformation calculée par cette approche est définie par les centres des particules ; cette technique est alors valide quelle que soit la forme des grains.

Tout d'abord, le déplacement des centres des particules s'écrit :

$$du_i = u_{i,j} dx_j \quad (\text{F.1})$$

avec : u_i le vecteur de déplacement, x_j le vecteur de position et $u_{i,j}$ le tenseur gradient de déplacement.

La décomposition du tenseur $u_{i,j}$ donne les tenseurs de déformation e_{ij} et de rotation ω_{ij} .

$$u_{i,j} = e_{ij} + \omega_{ij} \quad (\text{F.2})$$

où :

$$e_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (\text{F.3})$$

$$\omega_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} - u_{j,i}) \quad (\text{F.4})$$

Ici seules les vitesses instantanées dv_i des grains sont connues et on a en fait uniquement accès au taux de déformation. Les taux de déformation et de rotation sont définis par :

$$\dot{e}_{ij} = \frac{1}{2}(v_{i,j} + v_{j,i}) \quad (\text{F.5})$$

$$\dot{\omega}_{ij} = \frac{1}{2}(v_{i,j} - v_{j,i}) \quad (\text{F.6})$$

Le calcul de la déformation (ou plus précisément du taux de déformation) est réalisée au niveau d'un domaine de mesure que l'on s'est défini. On donne ici la démarche de calcul du champ de déformation du domaine de mesure qui est identique à celle utilisée pour calculer le champ du taux de déformation.

Tout d'abord, le déplacement et la position moyenne des grains sont donnés par :

$$\bar{u}_i = \frac{\sum_{N_g} u_i^g}{N_g} \quad (\text{F.7})$$

$$\bar{x}_i = \frac{\sum_{N_g} x_i^g}{N_g} \quad (\text{F.8})$$

Ensuite, le déplacement et la position relative des grains individuels sont calculés :

$$\tilde{u}_i^g = u_i^g - \bar{u}_i \quad (\text{F.9})$$

$$\tilde{x}_i^g = x_i^g - \bar{x}_i \quad (\text{F.10})$$

Le déplacement relatif individuel du grains \tilde{u}_i^g est supposé suivre la relation :

$$\tilde{u}_i^g = \alpha_{ij} \tilde{x}_i^g \quad (\text{F.11})$$

où α_{ij} est le tenseur gradient de déplacement.

Il existe cependant toujours une différence entre la valeur réelle du déplacement relatif et du déplacement relatif prédit par le terme à droite de cette équation.

$$\tilde{u}_i^g - \alpha_{ij}\tilde{x}_i^g \neq 0 \quad (\text{F.12})$$

L'approche "best-fit" cherche alors le gradient de déplacement qui minimise la quantité Z définie par :

$$Z = \sum_{N_g} |\tilde{u}_i^g - \alpha_{ij}\tilde{x}_i^g|^2 \quad (\text{F.13})$$

Cette équation est minimale quand $\frac{\partial Z}{\partial \alpha_{ij}} = 0$. Après développement, la résolution du problème fait alors intervenir les quatre équations suivantes :

$$\begin{bmatrix} \sum_{N_g} \tilde{x}_1^g \tilde{x}_1^g & \sum_{N_g} \tilde{x}_2^g \tilde{x}_1^g \\ \sum_{N_g} \tilde{x}_1^g \tilde{x}_2^g & \sum_{N_g} \tilde{x}_2^g \tilde{x}_2^g \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_{i1} \\ \alpha_{i2} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \sum_{N_g} \tilde{u}_i^g \tilde{x}_1^g \\ \sum_{N_g} \tilde{u}_i^g \tilde{x}_2^g \end{bmatrix} \rightarrow i = 1, 2 \quad (\text{F.14})$$

Une fois le tenseur gradient de déplacement α_{ij} déterminé, l'Eq. F.3) permet de trouver le tenseur de déformation.

F.2 Contrainte

De manière similaire au calcul du tenseur de déformation, le calcul du tenseur de contrainte peut être fait :

- À travers des cellules equivalent-continu. Chaque cellule est classiquement délimitée par une certaine technique de tessellation (e.g. : Dirichlet, Laguerre). Le champ de contrainte est calculé en connaissant les forces s'exerçant sur ces cellules.
- En faisant une homogénéisation dans un certain domaine de mesure.

Le logiciel PFC2D propose un calcul de contrainte dans un cercle de mesure, en utilisant une technique d'homogénéisation. Nous avons utilisé cette formulation dans des rectangles de mesure de la partie 2.3 de ce travail.

La contrainte moyenne dans un volume de mesure V est définie par :

$$\bar{\sigma}_{ij} = \frac{1}{V} \int_V \sigma_{ij} dV \quad (\text{F.15})$$

Pour un volume comportant un certain nombre de grains N_g , la forme discrétisée de cette équation est :

$$\bar{\sigma}_{ij} = \frac{1}{V} \sum_{N_g} \bar{\sigma}_{ij}^g V^g \quad (\text{F.16})$$

La contrainte supportée par chaque grain peut être définie par :

$$\bar{\sigma}_{ij}^g = \frac{1}{V^G} \int_{V^G} \{ (x_i \sigma_{kj})_{,k} - x_i \sigma_{kj,k} \} dV^G \quad (\text{F.17})$$

Puis en appliquant le théorème de Gauss :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_{ij}^g &= \frac{1}{V^G} \int_S (x_i \sigma_{kj}) n_k dS - \frac{1}{V^G} \int_{V^G} x_i \sigma_{kj,k} dV^G \\ &= \frac{1}{V^G} \int_S x_i t_j dS - \frac{1}{V^G} \int_{V^G} x_i \sigma_{kj,k} dV^G \\ &= (I_{ij})_1 + (I_{ij})_2 \end{aligned} \quad (\text{F.18})$$

avec t_j le vecteur contrainte sur l'élément de surface dS .

Le premier terme $(I_{ij})_1$ de cette équation représente le vecteur contrainte t_j s'exerçant sur la surface du grain. Il peut être remplacé par la forme discrétisée suivante :

$$(I_{ij})_1 = \frac{1}{V^G} \sum_{N_c} x_i^c F_j^c \quad (\text{F.19})$$

où x_i^c est le vecteur position d'un contact et F_j^c la force de contact.

Cette équation est décomposée plus loin sous la forme suivante :

$$(I_{ij})_1 = \frac{1}{V^G} \sum_{N_c} \{ x_i^g + (x_i^c - x_i^g) \} F_j^c \quad (\text{F.20})$$

avec x_i^g le vecteur position d'un grain.

Pour le deuxième terme $(I_{ij})_2$, en admettant que le chargement s'effectue en condition quasi-statique :

$$\sigma_{kj,k} + \rho g_j \simeq 0 \quad (\text{F.21})$$

alors :

$$(I_{ij})_2 = -\frac{1}{V^G} \int_{V^G} x_i \sigma_{kj,k} dV^G = \frac{1}{V^G} \int_{V^G} x_i (\rho g_j) dV^G \quad (\text{F.22})$$

En combinant l'Eq. F.20 et l'Eq. F.22, l'Eq. F.18 devient :

$$\bar{\sigma}_{ij}^g = \frac{1}{V^G} \sum_{N_c} (x_i^c - x_i^g) F_j^c + \left\{ \frac{1}{V^G} \sum_{N_c} x_i^g F_j^c + \frac{1}{V^G} \int_{V^G} x_i (\rho g_j) dV^G \right\} \quad (\text{F.23})$$

Comme remarqué par Bagi [12], dans l'état d'équilibre, le deuxième terme sous l'accolade (force des contacts résultante au centre du grain et le poids de grain) est égal à zéro. L'Eq. F.16 s'écrit alors :

$$\bar{\sigma}_{ij} = \frac{1}{V} \sum_{N_g} \sum_{N_c} (x_i^c - x_i^g) F_j^c \quad (\text{F.24})$$

Dans un système composé de disques/clusters avec une porosité statistiquement uniforme, le volume de mesure V est défini par :

$$V = \frac{\sum_{N_g} V^g}{1 - n} \quad (\text{F.25})$$

Enfin la contrainte dans un volume de mesure est calculé comme suit :

$$\bar{\sigma}_{ij} = \frac{1 - n}{\sum_{N_g} V^g} \left\{ \sum_{N_g} \sum_{N_c} (x_i^c - x_i^g) F_j^c \right\} \quad (\text{F.26})$$

Bibliographie

- [1] Y. B. ACAR, H. T. DURGUNOGLU et M. T. TUMAY : Interface properties of sand. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 108(GT4):648–654, 1982.
- [2] Thomas AITKEN : *Road Making and Maintenance*. Charles Griffin and Company, 1900.
- [3] Marwan AL MAHMOUD : *Etude en laboratoire du comportement des sables sous faibles contraintes*. Thèse de doctorat, Université Lille 1, 1997.
- [4] Camille ALAVA, Lucie AUGERAUD, Sendyl APAVOU, Daniel BOUSKELA, Camille LE-NOIR et Marianne PEYRARD : Murs de soutènement : Comparaison environnementale et financière de différentes technologies. Projet de recherche. 2009.
- [5] L.R. ALEJANO, M. VEIGA, I. GÓMEZ-MÁRQUEZ et J. TABOADA : Stability of granite drystone masonry retaining walls : II. relevant parameters and analytical and numerical studies of real walls. *Géotechnique*, 62(11):1027–1040, 2012.
- [6] L.R. ALEJANO, M. VEIGA, J. TABOADA et M. DÍEZ-FARTO : Stability of granite drystone masonry retaining walls : I. analytical design. *Géotechnique*, 62(11):1013 –1025, 2012.
- [7] Seracettin ARASAN, A. Samet HASILOGLU et Suat AKBULUT : Shape properties of natural and crushed aggregate using image analysis. *International journal of civil and structural engineering*, 1(2):221–233, 2010.
- [8] ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION (AFNOR - FRENCH STANDARD INSTITUTE) : NF EN 1997-1 :2005 (eurocode 7) : Geotechnical design - part 1 : General rules, 2005.
- [9] Fethi AZIZI : *Applied Analyses in Geotechnics*. CRC Press, 1999.
- [10] E. AZÉMA et F. RADJAÏ : Stress-strain behavior and geometrical properties of packings of elongated particles. *Physical Review E*, 81(5):051304, 2010.
- [11] Katalin BAGI : Stress and strain in granular assemblies. *Mechanics of materials*, 22(3): 165–177, 1996.
- [12] Katalin BAGI : Microstructural stress tensor of granular assemblies with volume forces. *Journal of Applied Mechanics*, 66:934–936, 1999.
- [13] Katalin BAGI : Analysis of microstructural strain tensors for granular assemblies. *International Journal of Solids and Structures*, 43:3166–3184, 2006.
- [14] S. BANDIS, A.C. LUMSDEN et N.R. BARTON : Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics*, 18(1):1–21, 1981.
- [15] R.D. BARKSDALE et S.Y. ITANI : Influence of aggregate shape on base behavior. *Transportation Research Record*, 1227:173–182, 1989.

- [16] P. J. BARRETT : The shape of rock particles, a critical review. *Sedimentology*, 27(3): 291–303, 1980.
- [17] N. BARTON : The shear strength of rock and rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics*, 13(9):255–279, 1976.
- [18] N. BARTON et V. CHOUBEY : The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, 10(1-2):1–54, 1977.
- [19] Zdenek P. BAZANT et Jaime PLANAS : *Fracture and Size Effect in Concrete and Other Quasibrittle Materials*. CRC Press, 1997.
- [20] M.V. BERRY et Z.V. LEWIS : On the weierstrass-mandelbrot fractal function. *Proceedings of the Royal Society, Series A*, 370:459–484, 1980.
- [21] Hiram BINGHAM : *Inca Land : explorations in the highlands of Peru*. Houghton Mifflin Harcourt, 1922.
- [22] B. BÉLIDOR : *La science des ingénieurs dans la conduite des travaux de fortification et d'architecture civile*. Claude Jombert, Paris, 1813.
- [23] Simon J. BLOTT et Kenneth PYE : Particle shape : a review and new methods of characterization and classification. *Sedimentology*, 55(1):31–63, 2008.
- [24] M. BOULON et P. FORAY : Physical and numerical simulations of lateral shaft friction along offshore piles in sand. *In The 3rd International Conference On Numerical Methods in offshore piling, Nantes*, pages 127–147, 1986.
- [25] M. BOULON et R. NOVA : Modelling of soil-structure interface behaviour a comparison between elastoplastic and rate type laws. *Computers and Geotechnics*, 9(1-2):21–46, 1990.
- [26] M. BOULON, C. PLYTAS et P. FORAY : Comportement d'interface et prevision du frottement lateral le long de pieux et tirants d'ancrage. *Revue Française de Géotechnique*, 35:31–48, 1986.
- [27] J. BOUSSINESQ : Note sur la détermination de l'épaisseur minimum que doit avoir un mur vertical, d'une hauteur et d'une densité données, pour contenir un massif terreux, sans cohésion, dont la surface est horizontale. *Annales des Ponts et Chaussées*, Tome 3:623–643, 1882.
- [28] Antonin BREUGNOT : *Approche numérique couplée discret-continu appliquée aux ouvrages cellulaires impactés*. Thèse de doctorat, Université de Grenoble, 2011.
- [29] Pierre BREUL : *Caractérisation endoscopique des molieux granulaires couplée à l'essai de pénétration*. Thèse de doctorat, Clermont Ferrand 2, 1999.
- [30] Alan BROOKS et Sean ADCOCK : *Dry Stone Walling : A practical handbook (2nd edition)*. The Conservation Volunteers, 1999.
- [31] W.F. BRUMUND et G.A. LEONARDS : Experimental study of static and dynamic friction between sand and typical constuction materials. *ASTM Journal of Testing and Evaluation*, 1(2):162–165, 1973.
- [32] J. BURGOYNE : Revetments of retaining walls. *Corps of Royal Engineers Papers*, 3:154–159, 1853.
- [33] André CABLAT : Les habitats de pierre sèche de l'herault : Quelques aspects de la vie rurale au moyen-age dans la région d'aniane. *Archeologie en Languedoc*, 5:149–176, 1982-1983.

- [34] Louis CAGIN et Laetitia NICOLAS : *Construire en pierre sèche, 2e édition*. Eyrolles, 2011.
- [35] H. CAMPS-FABRER, A. COLOMBER, J. COULAROU, J. COURTIN, R. COUTEL, A. D'ANNA et X. GUTHERZ : Les techniques de construction en pierre sèche dans le sud-est de la France, de la fin du néolithique au début de l'âge du bronze. In *Histoire des techniques et sources documentaires : Méthodes d'approche et expérimentation en région méditerranéenne, cahier No 7*, 1982.
- [36] A. CAQUOT et J. KERISEL : *Traité de mécanique des sols*. Dunod, 1966.
- [37] B. CHAREYRE : *Modélisation du comportement d'ouvrages composites sol-géosynthétique par éléments discrets : application aux ancrages en tranchées en tête de talus*. Thèse de doctorat, Université Joseph-Fourier-Grenoble I, 2003.
- [38] Wai-Fah CHEN : *Limit analysis and soil plasticity*. J.Ross Publishing, 2008.
- [39] W.F. CHEN et C.R. SCAWTHORN : Limit analysis and limit equilibrium solutions in soil mechanics. *Soils and Foundations*, 10(3):13–49, 1970.
- [40] Gye-Chun CHO, Jake DODDS et J. Carlos SANTAMARINA : Particle shape effects on packing density, stiffness, and strength : Natural and crushed sands. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(5):591–602, 2006.
- [41] Malcolm W. CLARK : Quantitative shape analysis : A review. *Journal of the International Association for Mathematical Geology*, 13(4):303–320, 1981.
- [42] M. CLAXTON, R.A. HART, P.F. MCCOMBIE et P.J. WALKER : Rigid block distinct-element modelling of dry-stone retaining walls in plane strain. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(3):381–389, 2005.
- [43] A.S. COLAS : *Mécanique des murs de soutènement en pierre sèche : Modélisation par le calcul à la rupture et expérimentation échelle 1*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE), 2009.
- [44] A.S. COLAS, J.C. MOREL et D. GARNIER : Yield design of dry-stone masonry retaining structures - comparisons with analytical, numerical, and experimental data. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32(14):1817–1832, 2008.
- [45] A.S. COLAS, J.C. MOREL et D. GARNIER : 2D modelling of a dry joint masonry wall retaining a pulverulent backfill. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34(12):1237–1249, 2010.
- [46] A.S. COLAS, J.C. MOREL et D. GARNIER : Full-scale field trials to assess dry-stone retaining wall stability. *Engineering Structures*, 32(5):1215–1222, 2010.
- [47] A.S. COLAS, J.C. MOREL et D. GARNIER : Assessing the two-dimensional behaviour of drystone retaining walls by full-scale experiments and yield design simulation. *Géotechnique*, 63(2):107–117, 2013.
- [48] A.S. COLAS, J.C. MOREL et D. GARNIER : Yield design modelling of dry joint retaining structures. *Construction and Building Materials*, 41:912–917, 2013.
- [49] M.R. COOPER : Deflections and failure modes in dry-stone retaining walls. *Ground Engineering*, 19(8):40–45, 1986.
- [50] Pierre COSTE, Claire CORNU, Danièle LARCENA, René SETTE et François-Xavier EMERY : *Pierre Sèche. le bec en l'air*, 2008.

- [51] C.A. COULOMB : *Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture*, volume 7 de *Mémoire de l'Académie royale des sciences*. Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de Statique, relatifs à l'Architecture, 1773.
- [52] Roger S. CROFTS : A visual measure of shingle particle form for use in the field. *Journal of Sedimentary Petrology*, 44(3):931–934, 1974.
- [53] P. A. CUNDALL et O. D. L. STRACK : A discrete numerical model for granular assemblies. *Géotechnique*, 29(1):47–65, 1979.
- [54] P. de BUHAN et G. de FELICE : A homogenization approach to the ultimate strength of brick masonry. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 45(7):1085–1104, 1997.
- [55] Patrick de BUHAN : *Plasticité et calcul à la rupture*. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 2007.
- [56] Confédération de l'Artisanat et des Petites Entreprises du BÂTIMENT (CAPEB), Artisans Bâisseurs en PIERRES SÈCHES (ABPS), Murailleurs de PROVENCE, Confrérie des Bâisseurs en PIERRE SÈCHE (CBPS), Chambre de Métiers et de l'Artisanat de VAUCLUSE (CMA84) et Université de Lyon Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE) : *Pierres sèches : guide de bonnes pratiques de construction de murs de soutènement*. CAPEB, 2008.
- [57] D.U. DEERE et R.P. MILLER : Engineering classification and index properties for intact rock. Rapport technique, University of Illinois, 1966.
- [58] J.T. DEJONG, M.F. RANDOLPH et D.J. WHITE : Interface load transfer degradation during cyclic loading : a microscale investigation. *Soils and Foundations*, 43(4):81–93, 2003.
- [59] J.T. DEJONG et Z. J. WESTGATE : Role of initial state, material properties, and confinement condition on local and global soil-structure interface behavior. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135(11):1646–1660, 2009.
- [60] M. DELAÎTRE : *Manuel de l'architecte et de l'ingénieur*. Paris, 1825.
- [61] R. DELUZARCHE et B. CAMBOU : Discrete numerical modelling of rockfill dams. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 30(11):1075–1096, 2006.
- [62] Rémi DELUZARCHE : *Modélisation discrète des enrochements - Application aux barrages*. Thèse de doctorat, Ecole Centrale de Lyon, 2004.
- [63] C. DESAI, E. DRUMM et M. ZAMAN : Cyclic testing and modeling of interfaces. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering*, 111(6):793–815, 1985.
- [64] J.G. DICKENS et P.J. WALKER : Use of distinct element model to simulate behaviour of dry-stone wall. *Structural Engineering Review*, 8(2/3):187–199, 1996.
- [65] Florence DOMINIQUE : *25 balades sur les chemins de la pierre sèche, entre monts de Vaucluse, Lure et Lubéron*. Le bec en l'air, 2008.
- [66] Robert EHRLICH et Bernhard WEINBERG : An exact method for characterization of grain shape. *Journal of Sedimentary Petrology*, 40(1):205–212, 1970.
- [67] Kazem FAKHARIAN et Erman EVGIN : Cyclic simple-shear behavior of sand-steel interfaces under constant normal stiffness condition. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(12):1096–1105, 1997.

- [68] N. C. FLEMMING : Form and function of sedimentary particles. *Journal of Sedimentary Petrology*, 35(2):381–390, 1965.
- [69] Nouredine Mokhtar FRIH-BENGABBOU : *Etude de l'interface sol-paroi moulée*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2005.
- [70] Richard E. GOODMAN : *Introduction to Rock Mechanics : second edition*. Wiley, 1989.
- [71] R.M. HARKNESS, W. POWRIE, X. ZHANG, K.C. BRADY et M.P. O'REILLY : Numerical modelling of full-scale tests on drystone masonry retaining walls. *Géotechnique*, 50(2): 165–179, 2000.
- [72] Heinz-Gerhard HAUPT : *Histoire sociale de la France depuis 1789*. Maison des Sciences de l'Homme, 1995.
- [73] Arthur E. HAWKINS : *The shape of powder-particle outlines*. Research Studies Press Ltd., 1993.
- [74] Raúl Cruz HIDALGO, Iker ZURIGUEL, Diego MAZA et Ignacio PAGONABARRAGA : Granular packings of elongated faceted particles deposited under gravity. *Journal of Statistical Mechanics : Theory and Experiment*, 6:P06025, 2010.
- [75] H. ÅHNBERG : Effects of back pressure and strain rate used in triaxial testing of stabilized organic soils and clays. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, 27(3):250–259, 2004.
- [76] Evert HOEK : *Practical rock engineering*, 2007.
- [77] I. HOLUBEC et E. D'APPOLONIA : *STP No. 523 : Effect of Particle Shape on the Engineering Properties of Granular Soils*, pages 304–318. American Society for Testing and Materials, 1973.
- [78] Nasser HOTEIT : *Contribution à l'étude du comportement d'interface sable-inclusion et application au frottement apparent*. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, 1990.
- [79] Liming HU et Jialiu PU : Testing and modeling of soil-structure interface. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(8):851–860, 2004.
- [80] ITASCA : *Fast Lagrangian Analysis of Continua (FLAC) : Theory and background, 6th Edition*. Itasca Consulting Group, 2008.
- [81] ITASCA : *Particle Flow Code (PFC) 2D : Theory and background, 4th Edition*. Itasca Consulting Group, 2008.
- [82] ITASCA : *Universal Distinct Element Code (UDEC) : Theory and background, 4th Edition*. Itasca Consulting Group, 2011.
- [83] ITASCA : *3 Dimensional Distinct Element Code (3DEC) : Theory and background, 4th Edition*. Itasca Consulting Group, 2013.
- [84] D. Mas IVARS, D. POTYONDY, M. PIERCE et P. CUNDALL : The smooth-joint contact model. In *Proceedings of the eight world congress on computational mechanics, Fifth European congress on computational methods in applied sciences and engineering, Venice, Italy*, numéro a2735, 2008.
- [85] Richard P. JENSEN, Peter J. BOSSCHER, Michael E. PLESHA et Tuncer B. EDIL : Dem simulation of granular media - structure interface : effects of surface roughness and particle shape. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 23(6):531–547, 1999.

- [86] Richard P. JENSEN, Tuncer B. EDIL, Peter J. BOSSCHER, Michael E. PLESHA et Nabil Ben KAHLA : Effect of particle shape on interface behavior of DEM-simulated granular materials. *International Journal of Geomechanics*, 1(1):1–19, 2001.
- [87] J. KERISEL et E. ABSI : *Tables de poussée et de butée de terres, 3e édition*. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1990.
- [88] Seong-Su KIM, Young-Jin MOK et Young-Hoon JUNG : Behavior of dry-stone segmental retaining wall using physical modeling and numerical simulation. *Journal of the Korean Geotechnical Society*, 27(9):25–36, 2011.
- [89] H. KISHIDA et M. UESUGI : Tests of the interface between sand and steel in the simple shear apparatus. *Géotechnique*, 37(1):45–52, 1987.
- [90] W. C. KRUMBEIN : Measurement and geological significance of shape and roundness of sedimentary particles. *Journal of Sedimentary Petrology*, 11:64–72, 1941.
- [91] P.H.S.W. KULATILAKE, G. SHOU, T.H. HUANG et R.M. MORGAN : New peak shear strength criteria for anisotropic rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics*, 32(7):673–697, 1995.
- [92] B. LADANYI et G. ARCHAMBAULT : Simulation of shear behavior of a jointed rock mass. In *The 11th U.S. Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*, Berkeley, 1969.
- [93] Guillaume LANGRAND, Danilo LESSA, Noé MITTEAULT, Véronique PHAM, Jiawen SONG et Xiaoqian YU : Ouvrages en pierre sèche : analyse du cycle de vie (ACV). Projet de recherche. 2007.
- [94] C. LASSURE et D. REPÉRANT : *Cabanès en pierre sèche de France*. Édisud, 2004.
- [95] Christian LASSURE : *La pierre sèche, mode d'emploi*. Eyrolles, 2012.
- [96] Hong Hanh LE : *Stabilité des murs de soutènement routiers en pierre sèche : Modélisation 3D par le calcul à la rupture et expérimentation échelle 1*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE), 2013.
- [97] D. M. LEE : *The angles of friction of granular fills*. Thèse de doctorat, Cambridge University, 1993.
- [98] G. LEES : A new method for determining the angularity of particles. *Sedimentology*, 3(1):2–21, 1964.
- [99] Patrick LERAT : *Etude de l'interface sol-structure dans les milieux granulaires à l'aide d'un nouvel appareil de cisaillement annulaire*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1996.
- [100] Patrick LERAT, Marc BOULON et François SCHLOSSER : Étude expérimentale de l'interface sol-structure dans les milieux granulaires. *Revue Française de Génie Civil*, 1(2):345–366, 1997.
- [101] D.D. LESLIE : Large scale triaxial tests on gravelly soils. In *Proceeding of the Second Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, volume 1, pages 181–202, 1963.
- [102] Paulo B. LOURENÇO, Gabriele MILANI, Antonio TRALLI et Alberto ZUCCHINI : Analysis of masonry structures : review of and recent trends in homogenization techniques. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 34(11):1443–1457, 2007.
- [103] A. MAJUMDAR et B. BHUSHAN : Role of fractal geometry in roughness characterization and contact mechanics of surfaces. *Journal of Tribology*, 112(2):205–216, 1990.

- [104] M. MAKSIMOVIĆ : New description of the shear strength for rock joints. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 25(4):275–284, 1992.
- [105] Benoit B. MANDELBROT : *Fractals : Form, Chance and Dimension*. W. H. Freeman and Company, 1977.
- [106] Benoit B. MANDELBROT : *The Fractal Geometry of Nature*. W. H. Freeman and Company, 1982.
- [107] R.J. MARSAL : Large scale testing of rockfill materials. *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 93(2):27–43, 1967.
- [108] R.J. MARSAL : *Embankment Dam Engineering - Casagrande Volume*, chapitre Mechanical properties of rockfill, pages 109–200. John Wiley & Sons, 1973.
- [109] M. MAYNIEL : *Traité expérimental, analytique et pratique de la poussée des terres et des murs de revêtement*. L'imprimerie de D. Colas, 1808.
- [110] Philippe MESTAT et Michel PRAT : *Ouvrages en interaction (AFPC Emploi des éléments finis en génie civil)*. Hermès Science Publication, 1999.
- [111] James K. MITCHELL et Kenichi SOGA : *Fundamentals of soil behaviour - Third edition*. Wiley, 2005.
- [112] Seiichi MIURA, Kazuyoshi YAGI et Tsuyoshi ASONUMA : Deformation-strength evaluation of crushable volcanic soils by laboratory and in-situ testing. *Soils and Foundations*, 43(4):47–57, 2003.
- [113] H. MÜLLER-BRESLAU : *Erddruck auf Stützmauern*. Alfred Kroner, 1906.
- [114] Guilford Lindsey MOLESWORTH : *Useful Formulae and Memoranda for Civil and Mechanical Engineers*. E. and F. N. Spon, 18 édition, 1876.
- [115] J.C. MOREL, A. MESHBAH, M. OGGERO et P. WALKER : Building houses with local materials : means to drastically reduce the environmental impact of construction. *Building and Environment*, 36(10):1119–1126, 2001.
- [116] Henry Clifton MORRIS : *STP No. 254 : Effect of Particle Shape and Texture on the Strength of Noncohesive Aggregates*, pages 350–364. American Society for Testing and Materials, 1959.
- [117] G. MORTARA : *An elastoplastic model for sand-structure interface behaviour under monotonic and cyclic loading*. Thèse de doctorat, Politecnico di Torino, 2001.
- [118] Giuseppe MORTARA, Antonio MANGIOLA et Vito Nicola GHIONNA : Cyclic shear stress degradation and post-cyclic behaviour from sand-steel interface direct shear tests. *Revue Canadienne de Géotechnique*, 44(7):739–752, 2007.
- [119] C. MUNDELL, P. MCCOMBIE, C. BAILEY, A. HEATH et P. WALKER : Limit-equilibrium assessment of drystone retaining structures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, 162(4):203–212, 2009.
- [120] C. MUNDELL, P. MCCOMBIE, A. HEATH et J. HARKNESS : Behaviour of drystone retaining structures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings*, 163(1):3–12, 2010.
- [121] Chris MUNDELL : *Large Scale Testing of Drystone Retaining Structures*. Thèse de doctorat, University of Bath, 2009.
- [122] J.C. NAGTEGAAL, D.M. PARKS et J.R. RICE : On numerically accurate finite element solutions in the fully plastic range. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 4:153–177, 1974.

- [123] Y. NAKATA, A.F.L. HYDE, M. HYODO et H. MURATA : A probabilistic approach to sand particle crushing in the triaxial test. *Géotechnique*, 49(5):567–583, 1999.
- [124] Ngoc-Son NGUYEN, Hélène MAGOARIEC, Bernard CAMBOU et Alexandre DANESCU : Analysis of structure and strain at the meso-scale in 2d granular materials. *International Journal of Solids and Structures*, 46(17):3257–3271, 2009.
- [125] C. NOUGUIER-LEHON : Effect of the grain elongation on the behaviour of granular materials in biaxial compression. *Comptes Rendus Mécanique*, 338(10-11):587–595, 2010.
- [126] C. NOUGUIER-LEHON, E. VINCENS et B. CAMBOU : Structural changes in granular materials : The case of irregular polygonal particles. *International Journal of Solids and Structures*, 42(24-25):6356–6375, 2005.
- [127] N. ODENT : Recensement des ouvrages de soutènement en bordure du réseau routier national. *Ouvrages d'art - centre des techniques d'ouvrages d'art*, 34:15–18, 2000.
- [128] George PAASWELL : *Retaining walls : Their design and construction*. McGraw-Hill Book Company, 1920.
- [129] T. T. PAPALIANGAS : *Shear behaviour of rock discontinuities and soil-rock interfaces*. Thèse de doctorat, University of Leeds, 1996.
- [130] Henry Brooke PARNELL et Thomas TELFORD : *A Treatise on Roads : Wherein the Principles on which Roads Should be Made are Explained and Illustrated*. Longman, Rees, Orme , Brown, Green & Longman, 1833.
- [131] F.D. PATTON : Multiple modes of shear failure in rock. *In 1st International Society for Rock Mechanics Congress, Lisbon*, 1966.
- [132] Z. PENG et T.B. KIRK : Two-dimensional fast fourier transform and power spectrum for wear particle analysis. *Tribology International*, 30(8):583–590, 1997.
- [133] A. PENTLAND : A method of measuring the angularity of sands. *Royal Society Canada, Proceedings and Transactions (Ser. 3)*, 21:xciii, 1927.
- [134] J.P. PLASSIARD : *Modélisation par la méthode des éléments discrets d'impacts de blocs rocheux sur structures de protection type merlons*. Thèse de doctorat, Université Joseph-Fourier-Grenoble I, 2007.
- [135] M. POLONCEAU : *Annales des chemins vicinaux*, volume 1, chapitre Note sur les travaux de la vicinalité, pages 29–33. Imprimerie et Librairie Administrative de Paul Dupont, 1845.
- [136] J. G. POTYONDY : Skin friction between various soils and construction materials. *Géotechnique*, 11(4):339–353, 1961.
- [137] Maurice Cary POWERS : A new roundness scale for sedimentary particles. *Journal of Sedimentary Petrology*, 23(2):117–119, 1953.
- [138] W. POWRIE, R.M. HARKNESS, X. ZHANG et D.I. BUSH : Deformation and failure modes of drystone retaining walls. *Géotechnique*, 52(6):435–446, 2002.
- [139] William POWRIE : *Soil Mechanics : Concepts and Applications, third edition*. CRC Press, 2014.
- [140] Suriyavut PRA-AI : *Behaviour of soil-structure interfaces subjected to a large number of cycles. Application to piles*. Thèse de doctorat, Université de Grenoble, 2013.

- [141] William John Macquorn RANKINE : On the stability of loose earth. *Phil. Trans. R. Soc. Lond.*, 147:9–27, 1857.
- [142] G. RITTENHOUSE : A visual method of estimating two-dimensional sphericity. *Journal of Sedimentary Petrology*, 13(2):79–81, 1943.
- [143] S. ROBINSON et M. J. BROWN : Rate effects at varying strain levels in fine grained soils. *In Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 2013.*
- [144] J. RONDELET : *Traité theorique et pratique de l'art de bâtir*. L'auteur, Paris, 1802-1807.
- [145] L. ROTHENBURG et R.J. BATHURST : Micromechanical features of granular assemblies with planar elliptical particles. *Géotechnique*, 42(1):79–95, 1992.
- [146] S. SAEB : A variance on ladanyi and archambault's shear strength criterion. *In Proceeding International Symposium on Rock Joints, Loen, Norway*, page 701–705, 1990.
- [147] Jean SALENÇON : *Calcul à la rupture et analyse limite*. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1983.
- [148] Jean SALENÇON : An introduction to the yield design theory and its application to soils mechanics. *European journal of mechanics. A/Solids*, 9(5):477–500, 1990.
- [149] Jean SALENÇON : *Yield Design*. Wiley, 2013.
- [150] N.C. SAMTANI, C.S. DESAI et L. VULLIET : An interface model to describe viscoplastic behavior. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 20(4):231–252, 1996.
- [151] J.C. SANTAMARINA et G.C. CHO : Soil behaviour : The role of particle shape. *In Advances in geotechnical engineering : The skempton conference*, numéro 1, pages 604–617, 2004.
- [152] SETRA (SERVICE D'ÉTUDES SUR LES TRANSPORTS, LES ROUTES ET LEURS AMÉNAGEMENTS) : *IQOA - Image de la Qualité des Ouvrages d'Art - Murs de soutènement, murs poids en maçonnerie : Type 1. Pierre sèche, Type 2. Maçonnerie Jointoyée*, 2000.
- [153] Joseph Mathieu SGANZIN : *Programmes ou résumés de leçons d'un cours de construction*. Courcier, 1839.
- [154] Edmund D. SNEED et Robert L. FOLK : Pebbles in the lower colorado river, texas : a study in particle morphogenesis. *The Journal of Geology*, 66(2):114–150, 1958.
- [155] R. SOEKMONO : *Chandi Borobudur : A monument of mankind*. The Unesco Press, 1976.
- [156] K. K. SORENSEN, B. A. BAUDET et B. SIMPSON : Influence of strain rate and acceleration on the behaviour of reconstituted clays at small strains. *Géotechnique*, 60(10):751–763, 2010.
- [157] Gwidon W. STACHOWIAK et Andrew W. BATCHELOR : *Engineering Tribology - Third Edition*. Butterworth-Heinemann, 2005.
- [158] C. THORNTON : Numerical simulations of deviatoric shear deformation of granular media. *Géotechnique*, 50(1):43–53, 2000.
- [159] John M. TING, Larry MEACHUM et Jeffrey D. ROWELL : Effect of particle shape on the strength and deformation mechanisms of ellipse-shaped granular assemblages. *Engineering Computations*, 2(2):99–108, 1995.
- [160] V.H. TRAN, E. VINCENS, J.C. MOREL et F. DEDECKER : 2D-DEM modelling of the formwork removal of a rubble stone masonry bridge. *Engineering Structures*, 2014.

- [161] John Cresson TRAUTWINE : *The civil engineers pocket-book*. John Wiley & Sons, 1907.
- [162] Donald L. TURCOTTE : *Fractals and Chaos in Geology and Geophysics*. Cambridge University Press, 1992.
- [163] M. UESUGI et H. KISHIDA : Influential factors of friction between steel and dry sands. *Soils and Foundations*, 26(2):33–46, 1986.
- [164] Morimichi UESUGI, Hideaki KISHIDA et Yasunori TSUBAKIHARA : Friction between sand and steel under repeated loading. *Soils and Foundations*, 29(3):127–137, 1989.
- [165] L.E. VALLEJO : Fractal analysis of granular materials. *Géotechnique*, 45(1):159–163, 1995.
- [166] M. VIGOUROUX : *Annales des chemins vicinaux*, volume 42, chapitre Notice sur les murs de soutènement, pages 277–288. Imprimerie et Librairie Administrative de Paul Dupont, 1889.
- [167] B. VILLEMUS : *Etude des Murs de Soutènement en Maçonnerie de Pierre Sèches*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE), 2004.
- [168] B. VILLEMUS, J.C. MOREL et C. BOUTIN : Experimental assessment of dry stone retaining wall stability on a rigid foundation. *Engineering Structures*, 29(9):2124–2132, 2006.
- [169] H. WADELL : Volume, shape, and roundness of rock particles. *Journal of Geology*, 40:443–451, 1932.
- [170] H. WADELL : Sphericity and roundness of rock particles. *Journal of Geology*, 41(3):310–331, 1933.
- [171] H. WADELL : Volume, shape, and roundness of quartz particles. *Journal of Geology*, 43:250–280, 1935.
- [172] P. WALKER, P. MCCOMBIE et M. CLAXTON : Plane strain numerical model for dry-stone retaining walls. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, 160(2):97–103, 2007.
- [173] P.J. WALKER et J.G. DICKENS : Stability of medieval dry stone walls in zimbabwe. *Géotechnique*, 45(1):141–147, 1995.
- [174] Chester Keeler WENTWORTH : *The shapes of beach pebbles*, volume 131-C de *US Geological Survey : Professional Paper*, pages 75–83. U.S. Government Printing Office, 1922.
- [175] Chester Keeler WENTWORTH : *A Method of Measuring and Plotting the Shapes of Pebbles*, volume 730-C de *US Geological Survey : Bulletin*, pages 91–102. U.S. Government Printing Office, 1923.
- [176] Jerry A. YAMAMURO, Antonio E. ABRANTES et Poul V. LADE : Effect of strain rate on the stress-strain behavior of sand. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(12):1169–1178, 2011.
- [177] Z. X. YANG, J. YANG et L. Z. WANG : On the influence of inter-particle friction and dilatancy in granular materials : a numerical analysis. *Granular Matter*, 14(3):433–447, 2012.
- [178] Y. YOSHIMI et T. KISHIDA : Ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surfaces. *ASTM Geotechnical Testing Journal*, 4(4):145–152, 1981.

-
- [179] J. ZGHONDI, F. EMERIAULT et R. KASTNER : Multi-criteria procedure for the back-analysis of multi-supported retaining walls. In *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground : Proceedings of the 6th International Symposium (IS-Shanghai 2008)*. CRC Press, 2008.
- [180] L. ZHANG et C. THORNTON : A numerical examination of the direct shear test. *Géotechnique*, 57(4):343–354, 2007.
- [181] X. ZHANG, N.C. KOUTSABELOULIS, S. HOPE et A. PEARCE : A finite element analysis for the stability of drystone masonry retaining walls. *Géotechnique*, 54(1):57–60, 2004.
- [182] J. ZHAO : Joint surface matching and shear strength part a : joint matching coefficient (JMC). *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(2):173–178, 1997.
- [183] J. ZHAO : Joint surface matching and shear strength part b : JRC-JMC shear strength criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(2):179–185, 1997.
- [184] Theodor ZINGG : *Beitrag zur Schotteranalyse*. Thèse de doctorat, ETH Zürich - Eidgenössische Technische Hochschule Zürich, 1935.

AUTORISATION DE SOUTENANCE

Vu les dispositions de l'arrêté du 7 août 2006,

Vu la demande du Directeur de Thèse

Monsieur E. VINCENS

et les rapports de

Monsieur F. EMERIAULT
Professeur - ENSE3 - 11 rue des mathématiques - BP 46 - 38402 SAINT-MARTIN-D'HERES cedex

Et de

Monsieur P-Y. HICHER
Professeur - Ecole centrale de Nantes - 1 rue de la Noë - BP 92101 - 44321 NANTES cedex 3

Monsieur OETOMO James

est autorisé à soutenir une thèse pour l'obtention du grade de **DOCTEUR**

Ecole doctorale MECANIQUE , ENERGETIQUE, GENIE CIVIL ET ACOUSTIQUE

Fait à Ecully, le 15 septembre 2014

P/Le directeur de l'E.C.L.
La directrice des Etudes

